E 1688

REDACTIA

Organ al
Ministerului
Construcțiilor
Industriale

R

04

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

1
1970

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
18A3

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

1

VOLUMUL 22
1970

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

SUMAR

D. DUMITRESCU, ŞT. POPESCU, M. ŢOPA
R Structură industrială multietajată executată în cofraj glisant 1

C. DALBAN
R Grinzile metalice ale căilor de rulare pentru poduri rulante cu regim de lucru greu . 8

I. TERTEA, T. ONEŢ
R Influenţa contracţiei şi a curgerii lente asupra săgeţii grinzilor de beton uşor armat . 14

V. BOTA
R Calculul grinzilor compuse oţel-beton în domeniul plastic 21

N. MIHAIL, M. TEODORESCU
R Examinarea paralelă a unor metode de apreciere a consistenţei mortarelor 31

M. BADEA
R Procedeu de flotaţie pentru prepararea nisipurilor cuarţoase 37

AL. VLĂDUŢ
C Producţia de ciment pe plan mondial şi în ţara noastră 43

M. NESTOR
C Premise de calcul în dimensionarea cuptoarelor-vană pentru fabricarea geamurilor trase 48

FL. E. DABIJA
C Consideraţii cu privire la efectele cutremurului Tokachi-Oki (Japonia) asupra structurilor de beton armat 51

DOCUMENTARE

43 305

Construcţii şi Materiale de Construcţie,
organ al Ministerului Construcţiilor Industriale
Redacţia: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, sector 1,
telefon: 16.49.14. Administraţia şi casieria: C.D.C.A.S.,
Bd. 1848, nr. 10, sectorul 4. Abonamentele se primesc
numai la sediul administraţiei. Instituţiile pot achita
abonamentele în contul de virament nr. 64.03.01.19
Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului —
Redacţia publicaţiilor pentru construcţii

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1970,
conform aprobării D.P.D.P. nr. 10/10556/1970

Tiparul: Întreprinderea Poligrafică „Informaţia" — Bucureşti,
c. 4068

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1883

STRUCTURĂ INDUSTRIALĂ MULTIETAJATĂ EXECUTATĂ ÎN COFRAJ GLISANT[*]

SECŢIA DE CLASARE-SPĂLARE A INSTALAŢIEI DE PREPARARE A CALCARULUI MAHMUDIA (JUD. TULCEA)

Ing. Dinu Dumitrescu, ing. Ştefan Popescu, arh. Mihai Topa

I. INTRODUCERE-GENERALITĂŢI

Instalaţia de preparare a calcarului Mahmudia are ca obiectiv granularea calcarului şi eliminarea particulelor argiloase. Produsele granulate şi spălate sînt destinate procesului de producţie al Combinatului siderurgic Galaţi la elaborarea fontei şi oţelului.

Operaţia de clasare şi spălare a calcarului se face printr-un flux tehnologic pe verticală cu o capacitate de 2 000 000 t/an, dezvoltat pe o înălţime de aproximativ 35 m.

Obiectivul este amplasat în incinta de pe braţul Sf. Gheorghe, la est de comuna Mahmudia şi aproximativ la 200 m de cheiul noului port Mahmudia.

Secţia este alimentată cu o bandă transportoare magistrală în lungime de 4,0 km, la nivelul +32,0 m cu calcar sfărîmat provenind de la treapta I şi II sfărîmare, iar produsul clasat şi spălat este evacuat printr-o bandă transportoare amplasată la cota ±0,00, în depozitul din port.

Parcurgînd secţia în sensul fluxului, planşeele tehnologice conţin următoarele:

Niv. + 32,00 m : capul de acţionare a benzii transportoare; banda reversibilă; rezervor 30 t; prima baterie de buncăre tampon de cîte 450 t capacitate;
Niv. + 27,38 : instalaţiile de automatizare şi desprăfuire;
Niv. + 24,50 : electrovibratoare şi pîlniile de alimentare ale buncărelor;
Niv. + 20,00 : ciururi vibratoare; benzi de alimentare;
Niv. + 15,00 : dezintegratoare cu palete;
Niv. + 9,00 : ciururi suspendate de 8 m²; a doua baterie de buncăre tampon de 450 t capacitate;
Niv. +2,65 : pîlnii de alimentare şi electrovibratoare;
Niv. ± 0,00 : bandă evacuare, bazin reciclare, pompe reciclare.

Între nivelul +20,00 şi +3,50 se află silozul de material sortat nespălat (600 t capacitate).

II. DESCRIEREA SOLUŢIEI ADOPTATE

Structura

La proiectarea soluţiei prezentate a fost necesar să se respecte o serie de date tematice impuse atît de amplasament, cît şi de complexitatea fluxului tehnologic.

Amplasamentul secţiei clasare-spălare a fost stabilit în prelungirea axului benzii magistrale, în incinta din apropierea portului, racordîndu-se, prin banda pentru depozitarea materialului, la instalaţiile portuare.

Cota de nivel a incintei (+5,00 = ±0,00) a fost impusă de nivelul apelor extraordinare, faţă de cota teren nat. +2,50.

Întreaga instalaţie a fost îmbrăcată într-o construcţie tip turn, avînd în plan dimensiunile de 15,0 × 21,0 m, cu o înălţime între fundaţie şi acoperiş de 41,35 m.

Secţiunea curentă verticală între cota +39,15 şi −2,20 cuprinde planşeele tehnologice, două baterii de cîte trei buncăre la niv. +32,00, respectiv +9,00 m, şi o celulă de siloz la niv. +20,0 m (fig. 1 şi 2).

Ţinînd seamă de solicitările orizontale produse de sarcinile climatice (vînt), zona de seismicitate gr. 7, precum şi de componentele orizontale ale utilajelor tehnologice, secţia clasare-spălare fiind o construcţie înaltă în formă de turn, cu structură rigidă, este constituită din pereţi portanţi perimetrali executaţi prin glisare, avînd planşeele, buncărele şi stîlpii din interior realizaţi din beton armat monolit (fig. 1 şi 2).

Modulul de 6,0 m pe cele două direcţii în plan a creat posibilitatea amplasării celor doi stîlpi centrali, precum şi o tipizare a planşeelor la diferite niveluri, uşurînd în acest fel dispoziţia grinzilor principale şi secundare, inclusiv a grinzilor-pereţi ale buncărelor în vederea glisării diafragmelor portante (fig. 3).

Între axul 0 şi 1 pe traveea de 3,00 m a fost amplasată celula de siloz de la niv. +20,0 m şi casa scării cu acces la toate nivelurile.

Diafragma din axul *C* a fost prevăzută cu goluri mari pentru pătrunderea luminii naturale şi pentru a se putea introduce utilajele pentru montare.

În prelungirea axelor 1, 2, 3, 4 şi între axele *C* şi *D* se găsesc, pe toată înălţimea, diafragme cu goluri, la extremitatea cărora se închide fațada complet vitrată și pe care reazemă planșeele prevăzute cu trape pentru ridicarea utilajelor în vederea montării la diferitele niveluri cu ajutorul electropalanelor.

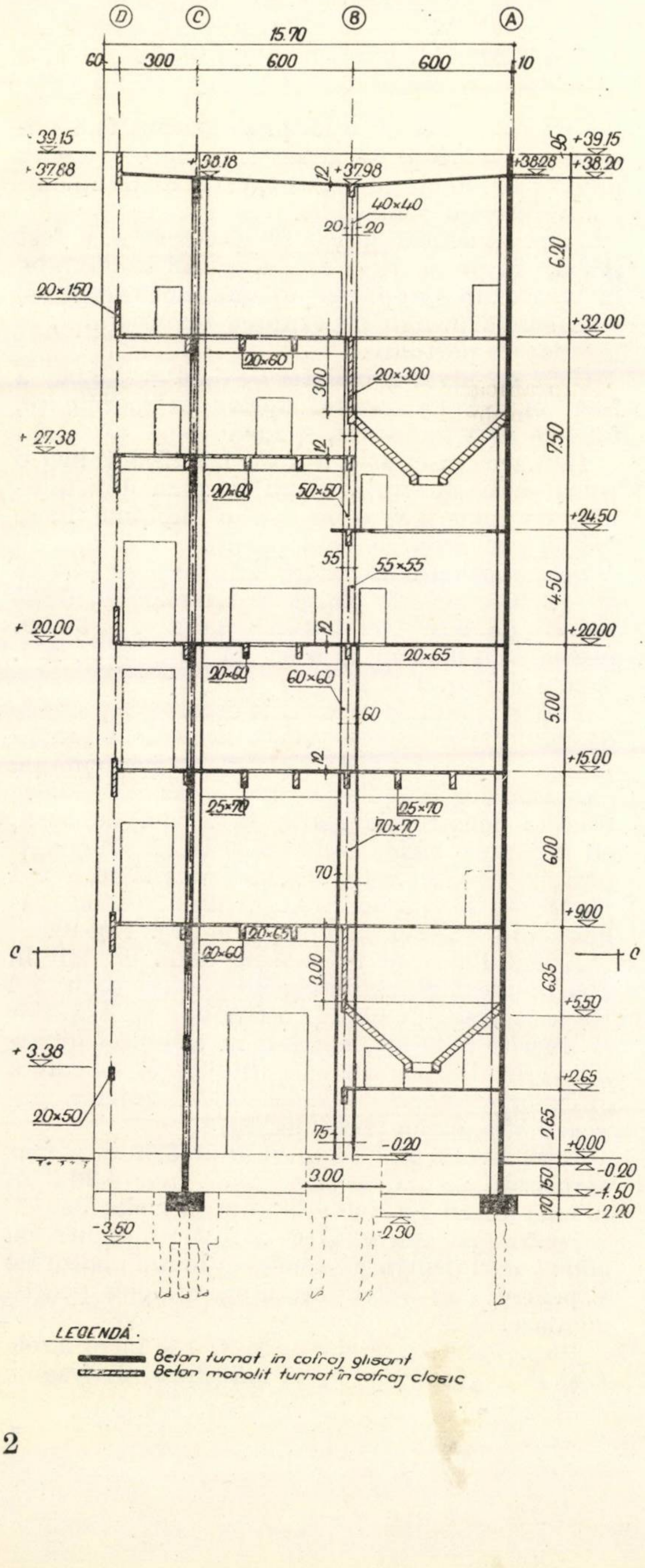
---

[*] Proiect elaborat în cadrul IPROMIN.
Execuţia: Trustul construcţii şi montaje miniere T.C.M.M.
Studii şi încercări piloţi: ISPIF.

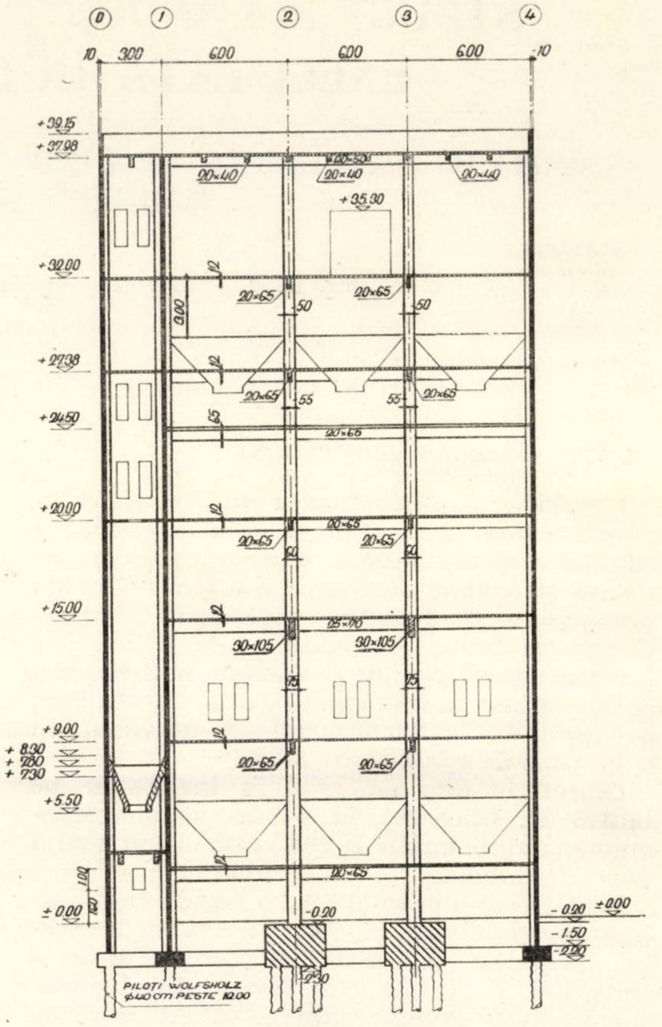
Celelalte diafragme din axele 0, 1, 4 și *A* (fig. 1 și 2) sînt prevăzute cu goluri mici, izolate, pentru diferite servituți cerute de flux, precum și cu nișe pentru rezemarea și încastrarea planșeelor.

Diafragmele din axele 0, 1, 4 și *A* au fost rigidizate pe verticală cu nervuri avînd inter-

Fig. 1 — Secțiune curentă *B—B*



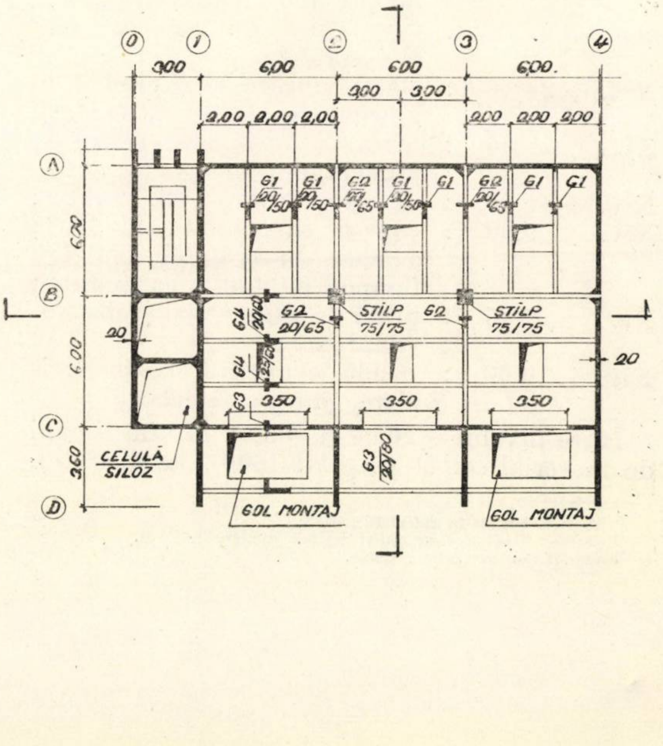
D
C
B
A
15.70
60
300
600
600
10
+39.15
+37.88
+38.18
+37.98
+38.28
+38.20
40×40
20×150
+32.00
20×60
20×300
+27.38
50×50
+24.50
55×55
+20.00
20×65
60×60
+15.00
25×70
70×70
+9.00
+5.50
+3.38
+2.65
20×50
±0.00
-0.20
-1.50
-2.20
-3.50
-2.30
3.00
C
LEGENDĂ.
Beton turnat în cofraj glisant
Beton monolit turnat în cofraj clasic



0
1
2
3
4
10
300
600
600
600
10
+39.15
+37.98
20×40
+35.30
+32.00
20×65
50
+27.38
55
+24.50
+20.00
+15.00
30×105
75
+9.00
+8.30
+7.80
+7.30
+5.50
±0.00
-0.20
-1.50
-2.20
-2.30
PILOȚI WOLFSHOLZ
φ40 cm PESTE 12.00

Fig. 2 — Secțiune *A—A*

Fig. 3 — Plan curent cofraj



0
1
2
3
4
300
6.00
6.00
6.00
3.00
3.00
2.00
A
B
C
D
G1
G2
STÎLP
75/75
20/65
20
350
CELULĂ SILOZ
GOL MONTAJ

axul pe modul de 6,0 m, atît pentru asigurarea unei rigidități în timpul glisării, cît și pentru preluarea eforturilor concentrate din sarcinile transmise de grinzile principale.

Pentru o conlucrare spațială optimă între șaibele orizontale (planșee) și pereții perimetrali rigizi, nișele în care reazemă grinzile principale și grinzile-pereți ale buncărelor au fost căptușite cu rame metalice din platbandă, de care se sudează armăturile acestora.

Întrucît celula de siloz între niv. +5,50 și +20,00, cuprinsă între axele 0, 1 și *C*, *B*, are suprafața în plan de 3,0 × 6,0 (raport 1/2), s-a prevăzut o diafragmă intermediară pe înălțime, creîndu-se două celule cu laturile de 3,0 × 3,0 m.

Succedînd glisarea diafragmelor dispuse perimetral, se execută structura interioară din beton armat monolit, care cuprinde cei doi stîlpi centrali, planșeele, buncărele, pîlnia silozului și scara de acces, precum și elementele de rigidizare ale fațadei din axul *D*.

Întrucît pîlniile buncărelor se reazemă parțial pe grinzile-pereți interioare turnate monolit, parțial pe diafragmele exterioare, s-au prevăzut în aceștia nișe în care se încastrează dinții prevăzuți în pîlnii, dispuși pe aceeași linie verticală cu a grinzilor de planșeu, pentru facilitarea execuției în cofraj glisant.

Fundații

Deoarece amplasamentul construcției se găsește pe malul brațului Sf. Gheorghe, într-o zonă aluvionară, lacustră și ținînd seama de caracterul special al acesteia, sistemul de fundare a necesitat studii speciale.

Pentru aceasta, IPROMIN și ISPIF au întocmit studii geotehnice la care a colaborat în calitate de consilier și prof. ing. I. Stănculescu de la Institutul de construcții din București.

Față de constituția slabă a stratelor superioare din această zonă (strate lenticulare de nisip argilos, nisipuri fine argiloase, mîluri și turbă), în grosime medie de 10—12 m, s-a ajuns la soluția fundării pe piloți cu rezemare pe vîrf în stratul de calcar masiv a cărui apariție variază între 8 și 12 m față de nivelul terenului natural.

În acest scop, ISPIF a întocmit un studiu de cca 11 penetrări prin presiune pe amplasamentul stației, în vederea precizării adîncimii la care se găsește roca de bază, calcaroasă.

Ca o consecință a acestor studii s-au executat fundații pe tălpi continue pe conturul diafragmelor rezemate în capul piloților cu secțiunea de 35 × 35 cm și lungimi de 8, 10 și 12 m. Întrucît, la data execuției piloților, terenul nu era amenajat, baterea acestora s-a oprit la nivelul terenului natural +2,50, încastrîndu-se în talpa fundației, de unde a început și glisarea.

La acest nivel, fundațiile tălpilor pe piloți au fost legate cu grinzi de rigidizare orizontală de fundațiile izolate pe piloți ale celor doi stîlpi centrali.

După baterea primilor piloți, ISPIF a făcut încercări de probă pentru stabilirea capacității portante a acestora. Rezultatul încărcării, cu coeficientul de siguranță $\eta = 2$, s-a încadrat în limitele de calcul ale acestora

$$P_{calc.} = 80 \text{ t}.$$

III. DATE DE PROIECTARE

Sistemul de calcul care a stat la baza proiectării construcției a avut în vedere următoarele :

— calculul planșeelor și al ansamblului structurii sub acțiunea sarcinilor gravitaționale;

— calculul structurii rigide sub acțiunea forțelor orizontale în ipotezele cele mai defavorabile ;

— conlucrarea ansamblului (șaibe, diafragme).

Sub aspectul stabilirii încărcărilor verticale pe planșee date de sarcinile permanente și de utilaje s-au stabilit coeficienți dinamici de la caz la caz, în funcție de caracteristicile utilajelor, care au fost luați în calcul.

Încărcările utile ale planșeelor s-au considerat cele minime prevăzute de standarde, și numai în anumite zone unde se pot produce supraîncărcări locale au fost stabilite în funcție de amploarea acestora.

În ceea ce privește forțele orizontale, acestea au fost împărțite în trei categorii, și anume :

— forțe orizontale permanente produse de efortul de întindere al capătului ultimului tronson al benzii magistrale, efort de 20 t, sub un unghi de incidență de 18° aplicat la niv. +32,00 în axul de simetrie al clădirii (planșeu peste buncăre) ;

— forțe orizontale produse de sarcini climatice (vînt), conform standardelor ;

— forțe orizontale accidentale produse de cutremur (zonă seismică gr. 7), în ipoteza cea mai defavorabilă, cu buncărele și silozurile pline.

Calculul și dimensionarea planșeelor, buncărelor și silozului s-au făcut pentru un beton marca B 200 și oțel superior PC 52.

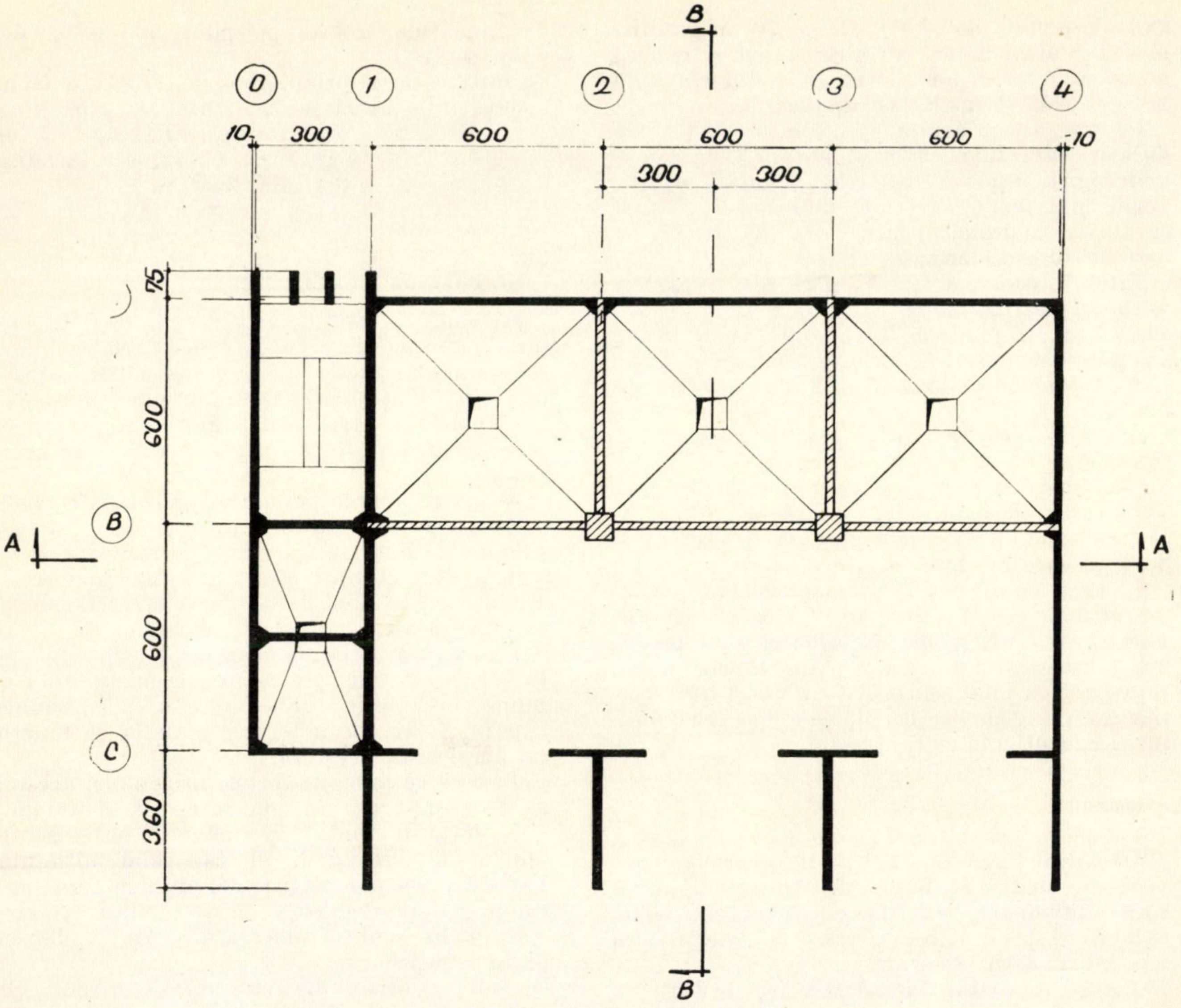
Calculul static al structurii rigide a diafragmelor s-a făcut în ipotezele combinate cele mai dezavantajoase de încărcări orizontale (vînt + efort întindere bandă ; cutremur + efort întindere bandă etc.).

Elementele structurii rigide pe cele două direcții sînt (fig. 5) :

— pe direcția *X* diafragmă plină în ax *A* ;
diafragmă cu goluri în ax C ;
— pe direcția *Y* diafragmă plină în ax 0;
diafragmă plină în ax 1;
diafragmă plină în ax 4.

Pentru calculul elementelor statice ale secțiunilor diafragmelor s-au adoptat forme simplificate, acestea fiind acoperitoare pentru dimensionarea lor.

Întrucît forțele orizontale de seismicitate sînt superioare forțelor orizontale din vînt, struc-



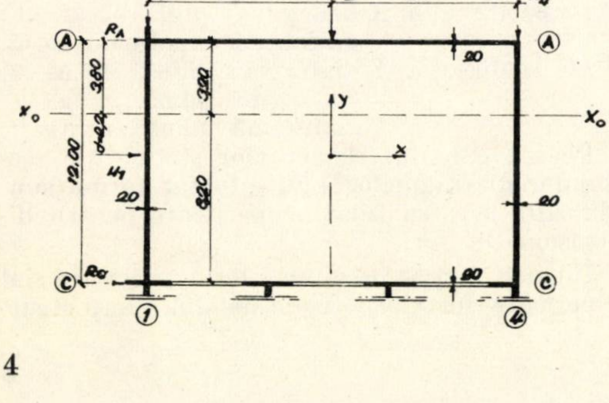
B
0
1
2
3
4
10
300
600
600
600
10
300
300
75
600
B
A
A
600
C
3.60
B

Fig. 4 — Secțiune la nivelul +9,0 și +32 buncăre și siloz

tura a fost calculată în ipoteza cea mai defavorabilă.

Calculul pentru seismicitate s-a făcut conform normativului C.S.C.A.S. P. 13—63, iar pentru vînt, conform STAS 946/56.

Fig. 5 — Schema de calcul a diafragmelor (plan). În ax *1, 4, A* și *C*
H_1 — rezultantele forțelor pe etaj; R_i — componenta rezultantei pe diafragmă



0
4
18.00
R_1
6,00
H_2
6.00
R_4
A
R_A
A
20
3,80
3,20
y
x_0
x_0
4,20
x
12.00
H_1
8,20
20
20
C
R_C
20
C
1
4

Tabela 1

Valoarea rezultantelor forțelor orizontale (*H*) din încărcări climatice (vînt) și accidentale (cutremur)

Ipoteza de încărcare		Diafragma			
		1	4	*A*	*C*
$R_t = K_{tqv}A$	(în tone)	42,2	42,2	32	29,5
$S = cQ$	(în tone)	50,5	50,5	52	49

Forțele orizontale din vînt și cutremur au fost distribuite după poziția centrului de greutate al momentelor de inerție ale diafragmelor cu relațiile (fig. 5):

$$X_0 = \frac{\Sigma X_i I_i}{\Sigma I_i}$$ poziția axei centrului de greutate al diafragmei pe o direcție.

Rezultanta presiunii pe diafragma *i* este de forma

$$R_i = H I_i \left(\frac{1}{\Sigma I_i} + \frac{dx_i}{\Sigma I_i} x_i^2 \right)$$

în care:

H este rezultanta presiunii orizontale totale;

I_i — momentul de inerție al diafragmei în raport cu X_0;
x_i — abscisa diafragmei;
d — abscisa rezultantei presiunii orizontale H față de axa centrului de greutate.

În cazul diafragmei din axul C, cu o serie de mai multe goluri succesive, mersul calculului este arătat în figurile 6 *a* și 6 *b*.

S-a stabilit gradul de rigiditate al diafragmei cu relația : $\alpha = \omega H$, unde coef. ω se deduce din relația :

$$\omega^2 = \frac{6E_b}{E(I_1 + I_2 1 \ldots)h} \times \left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} + \cdots\right)$$

Se calculează prima serie de buiandrugi cu relația :

$$F_{01} = T_0 h \times \frac{i_1 C_1}{2a_1^3\left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} + \cdots\right)},$$

de unde :

$$\pi_1 = F_{01}\, Ø(\alpha, \xi).$$

Momentele în elementele verticale ale diafragmei sînt de forma :

Pentru calculul coef. α, ξ, Ø s-au utilizat abacele din M. Albigès (*Contreventement des bâtiments*) :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \cdots} T_0 H \theta.$$

IV. CALCULUL FUNDAȚIILOR

S-a admis că efortul orizontal T_0 între cota $\pm 0{,}00$ $(+5{,}00)$ și nivelul terenului natural $+2{,}50$, încastrarea în capul piloților, este constant.

Fiecare buiandrug fiind dimensionat pentru transmiterea unui efort egal cu :

$$\pi_i = \frac{T_i m}{I} h_i,$$

talpa fundației a fost calculată să reziste unui efort :

$$\pi_s = \frac{T_0 m}{I} h_s.$$

În aceste condiții, presiunea tălpii pe capul piloților, din forțele orizontale, este identică cu a unei diafragme pline.

Astfel, momentul de răsturnare la nivelul tălpii este de forma (fig. 6 *a*) :

$$F = \frac{M_s}{Z} = \Sigma\, T_i h_i \frac{m}{I} = \Sigma \pi_i + \pi_s$$

în care :

$\pi = \frac{Tm}{I}$ este forța tăietoare în buiandrug corespunzătoare forței tăietoare T a etajului respectiv;
m — momentul static în raport cu G (centrul de greutate al plinului situat de o parte a golului);
I — moment de inerție în raport cu G;
T — forța tăietoare medie la nivelul buiandrugului.

Amplasarea piloților în lungul tălpilor de

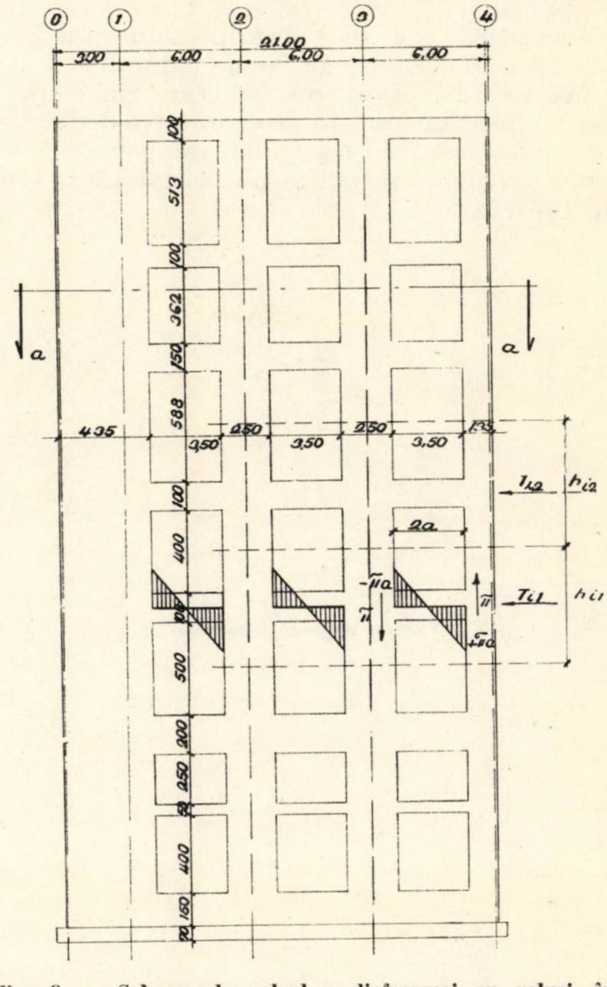
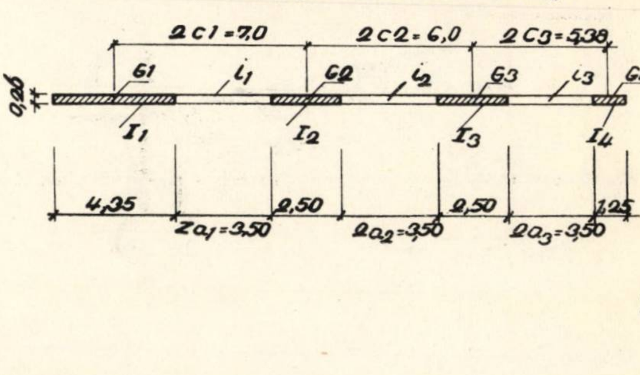

0
1
2
3
4
3,00
6,00
21,00
6,00
6,00
100
513
100
362
150
588
100
400
500
200
250
400
180
a
a
4,35
2,50
2,50
1,25
3,50
3,50
3,50
I_i2
h_i2
2a
π a
π
T_i1
h_i1

Fig. 6 *a* — Schema de calcul a diafragmei cu goluri în axul *C*

Fig. 6 *b* — Elementele de calcul ale diafragmei în axul *C* $\alpha = \omega H$ (gradul de monolitism); F_i = moment de inerție al diafragmei; i_i = moment de inerție buiandrug; G_i = poziția centrului de greutate al elementului; c_i = distanța între axele centrelor de greutate


SECȚ (a-a) - în DIAFRAGMA „C"
2c1 = 7,0
2c2 = 6,0
2c3 = 5,38
G1
i1
G2
i2
G3
i3
G4
0,20
I1
I2
I3
I4
4,35
2,50
2,50
1,25
2a1 = 3,50
2a2 = 3,50
2a3 = 3,50

fundaţii ale diafragmelor s-a făcut după diagramele presiunilor date de momentele de răsturnare produse de forţele orizontale.

Date privind execuţia

Lucrarea a fost executată între august 1968 şi septembrie 1969 de Trustul de construcţii şi montaje miniere T.C.M.M. Piloţii prefabricaţi au fost executaţi la C.S. Galaţi, avînd caracteristici comune cu ale celor executaţi curent în cadrul combinatului.

Cei 120 de piloţi au fost bătuţi în 32 de zile, perioadă în care ISPIF a făcut şi încărcările de probă.

În vederea execuţiei glisării, şantierul a fost dotat cu două seturi de verine hidraulice şi cu o macara turn. Deoarece structura rigidă prezenta o serie de elemente constructive deosebite faţă de structurile asemănătoare pentru construcţiile civile, ritmul mediu de glisare a fost de 120 cm/zi.

Tehnologia de execuţie şi proiectul de organizare au permis ca, în paralel, să se execute şi partea de beton armat monolit în cofraj clasic cu un decalaj de două niveluri între partea glisată şi partea monolit, aceste operaţii fiind urmate de montarea utilajelor tehnologice.

V. CONCLUZII

După cum reiese din cele expuse, pentru o construcţie de acest fel, lucrarea prezintă un caracter de noutate.

Structura aleasă a fost consecinţa unor studii amănunţite care trebuiau să răspundă optim la o serie întreagă de probleme de ordin static, constructiv, tehnologic şi de execuţie.

Realizarea ei ne-a confirmat în cea mai mare parte justeţea problemelor puse, precum şi acurateţea unei structuri industriale de acest gen.

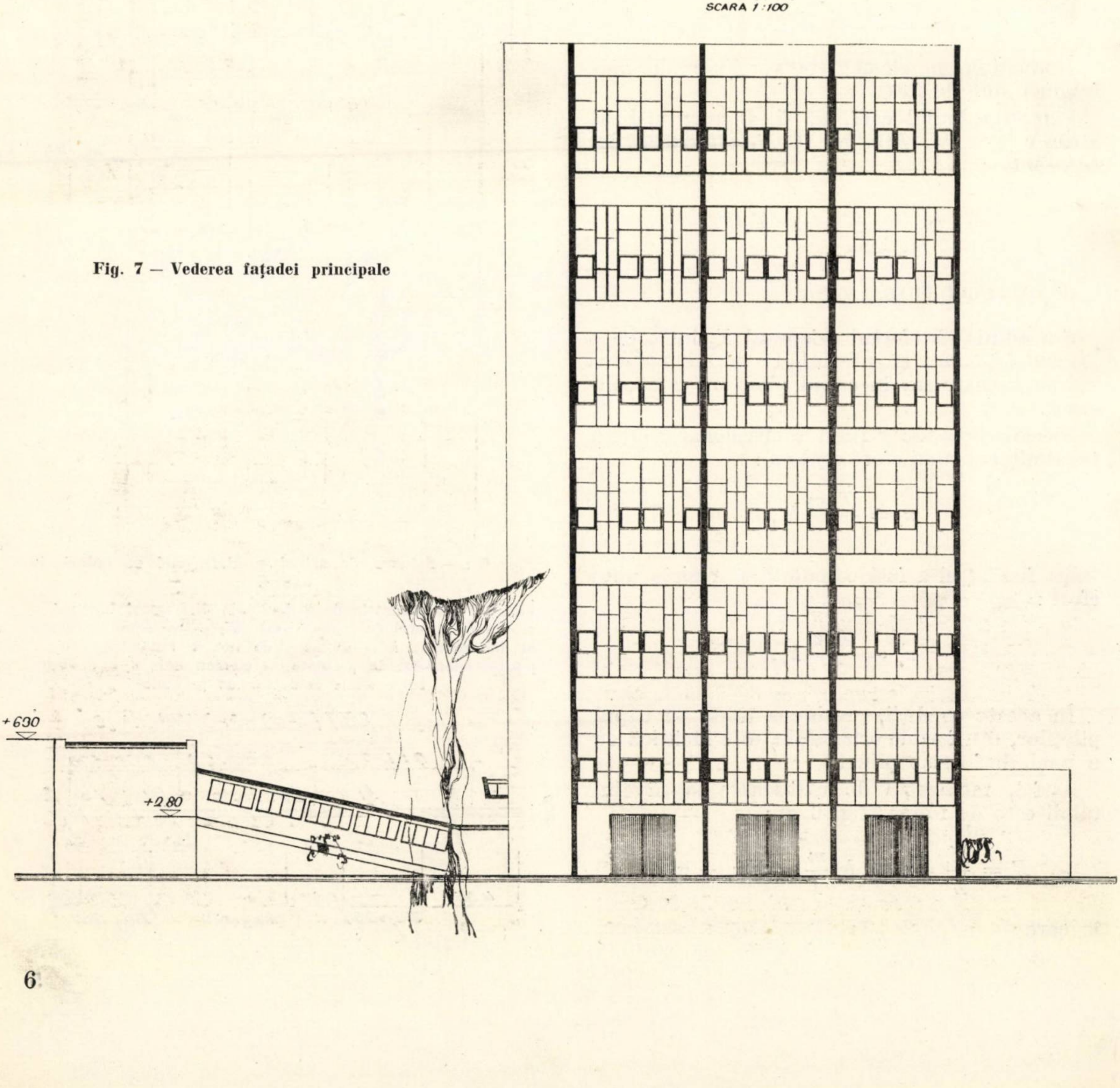


Fig. 7 — Vederea faţadei principale

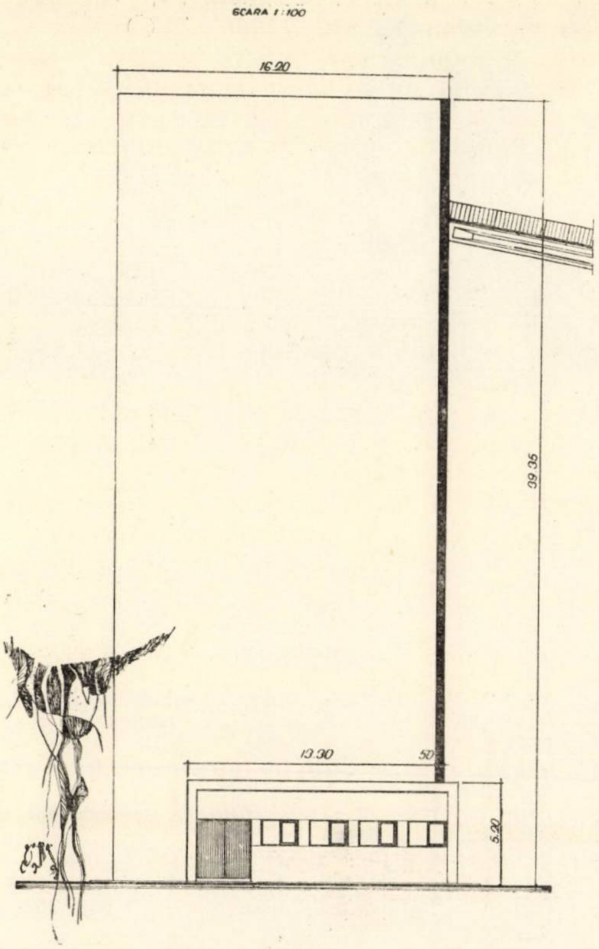
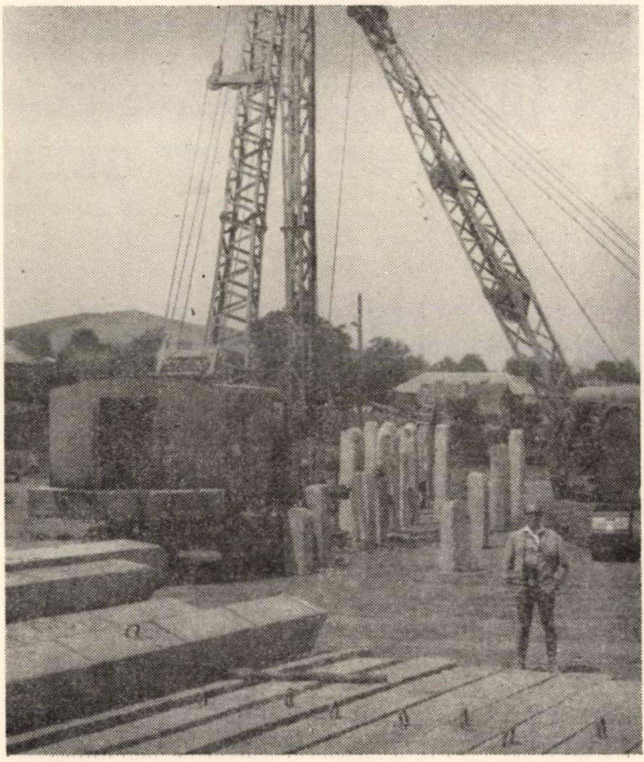

SCARA 1:100
16.20
39.35
13.30
50
5.20

Fig. 8 – Vedere. Faţada laterală şi acces estacadă bandă transportoare

Fig. 9 – Pozarea pilotului



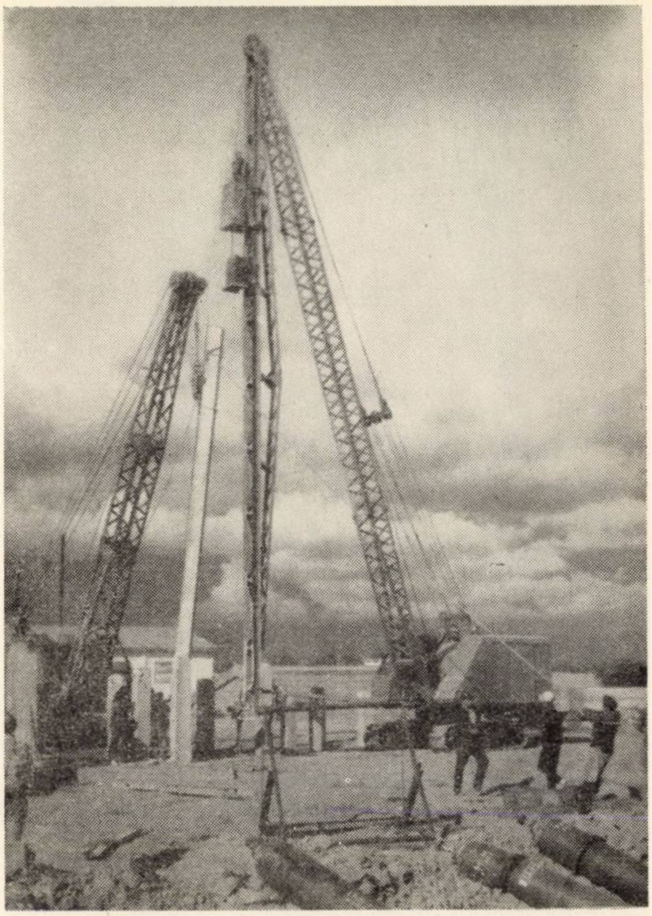
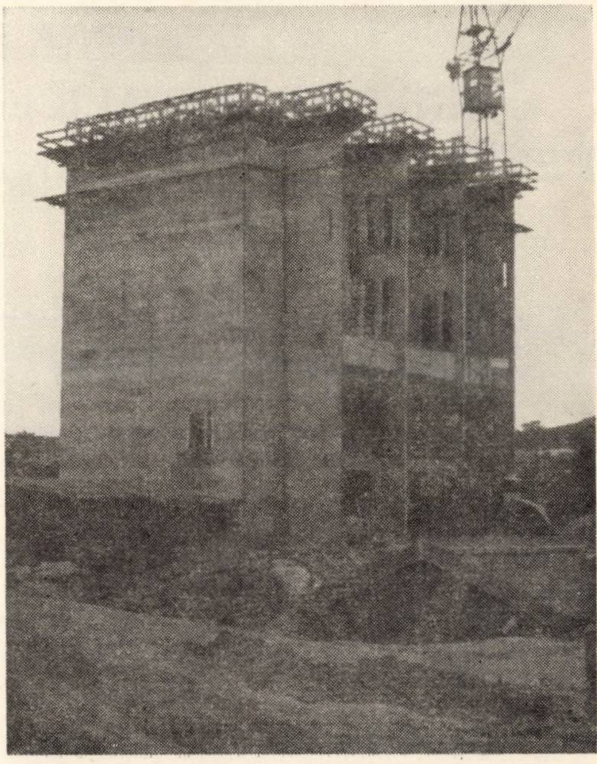


Fig. 10 – Piloţi bătuţi şi depozitul de piloţi

Fig. 11 – Corpul principal (vedere dinspre sud) în timpul glisării (nivel +15,0)



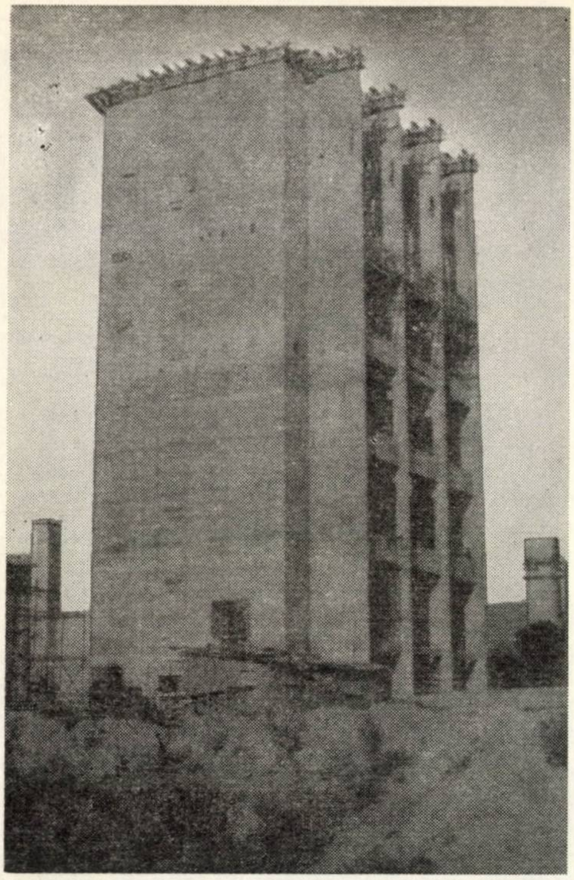


Fig. 12 — Vedere dinspre N — E; glisarea terminată (cota +39,50)

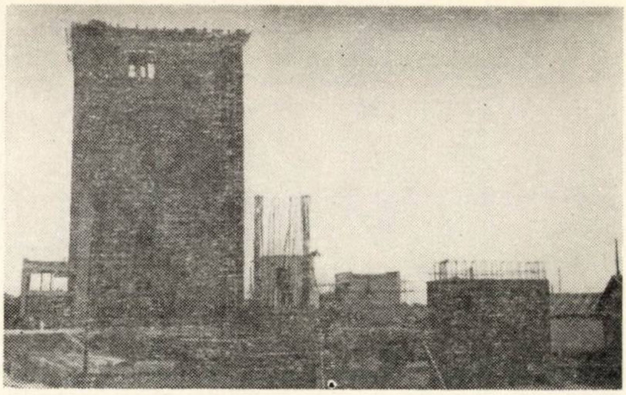


Fig. 13 — Vedere dinspre sud; diafragma ax *A* cu golul de acces al estacadei de la cota +32,0

Bibliografie

[1] Albigés M.: *Contreventement des bâtiments.* Ann. Inst. technique du bâtiment et travaux publiques, nr. 149, 1960.
[2] Hangan M.: *Construcţii de beton armat.* Ed. tehnică, Bucureşti, 1963.
[3] Beleş A., Ifrim M.: *Seismologie inginerească.* Ed. tehnică, Bucureşti, 1962.
[4] Korcinski-Poliakov: *Bazele proiectării clădirilor în regiuni seismice.* Ed. tehnică, Bucureşti, 1964.
[5] Rausch E.: *Maschinenfundamente.* ZVDI 95, 1953.

DIN EXPERIENŢA PROIECTĂRII CONSTRUCŢIILOR METALICE

GRINZILE METALICE ALE CĂILOR DE RULARE PENTRU PODURI RULANTE CU REGIM DE LUCRU GREU

Conf. dr. ing. **Const. Dalban**

Grinzile metalice ale căilor de rulare pentru poduri rulante sînt supuse la încărcări cu caracter dinamic şi vibrator. Datorită acestui fapt, comportarea acestora diferă de aceea a altor elemente din structura de rezistenţă a halelor, care sînt supuse la încărcări statice sau la acţiunea indirectă a încărcărilor dinamice, cum este cazul stîlpilor.

Solicitările cu caracter variabil pot duce la ruperi prin oboseală. Acestea pot fi grăbite de existenţa unor solicitări suplimentare produse de diferite cauze şi care nu sînt prinse prin calculele obişnuite de rezistenţă.

Fenomene de epuizare prematură a capacităţii portante datorită ruperii prin oboseală a grinzilor de rulare au apărut în unele ţări după o perioadă de exploatare relativ scurtă (3—5 ani). Ele s-au produs la hale în care, datorită cerinţelor exploatării, podurile rulante au funcţionat aproape fără întrerupere, lucrînd uneori în 2—3 schimburi şi efectuînd frecvent transporturi la capacitatea de încărcare maximă.

Pînă într-o perioadă nu prea îndepărtată, concepţia de proiectare a grinzilor de rulare nu a diferit prea mult de a grinzilor supuse la încărcări statice. Aceasta a fost perioada de folosire a grinzilor nituite care, în cazul unei alcătuiri constructive corecte, prezintă o comportare destul de bună la solicitări variabile.

O dată cu introducerea pe scară largă a sudurii în construcţiile metalice s-a trecut la folosirea ei la alcătuirea grinzilor de rulare. Grinzile sudate, datorită particularităţilor tehnologice de execuţie, sînt însă mult mai sensibile la acţiunea solicitărilor variabile, rezistenţa lor la oboseală putînd să se micşoreze foarte mult.

În literatura tehnică de specialitate [1]—[5] sînt descrise o serie de cazuri de avarii apărute la grinzile căilor de rulare, analizîndu-se cauzele care le-au generat. Un articol publicat în Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii [6] prezintă o sinteză a materialelor publicate în acest domeniu.

La proiectarea halelor metalice industriale din ultimul deceniu, în ţara noastră, s-a avut în vedere experienţa din alte ţări, precum şi experienţa proprie privind comportarea grinzilor de rulare metalice pentru poduri cu regim de lucru greu. Prin concepţia de proiectare, prin execuţie şi montare s-a urmărit realizarea unor grinzi de rulare care să prezinte o sensibilitate cît mai redusă la fenomenele care pot produce distrugerea lor prematură.

În cele ce urmează este prezentată experienţa acumulată în ţara noastră la proiectarea grinzilor de rulare metalice, la care autorul acestui articol a participat în cadrul institutelor de proiectare de specialitate în calitate de inginer consilier.

Sînt analizate măsurile constructive care au fost luate pentru a evita diferite fenomene care duc la epuizarea prematură a capacităţii portante, realizînd elemente de construcţie economice şi cu un grad de siguranţă corespunzător exploatării.

I. SISTEMUL STATIC AL GRINZILOR DE RULARE

Modul de realizare a grinzilor de rulare metalice, ca grinzi continue sau ca grinzi simplu rezemate pe stîlpi, este o problemă care a preocupat permanent pe proiectanţi. Există unele argumente în favoarea grinzilor simplu rezemate, care în unele cazuri pot apărea raţionale.

Modul de realizare a grinzilor influenţează şi asupra comportării lor şi ca atare s-a considerat necesar să se facă o scurtă analiză comparativă a celor două soluţii.

Avantajele pe care le prezintă în unele cazuri grinzile simplu rezemate sînt următoarele :

— pot fi realizate ca elemente independente şi montate ca atare pe stîlpi, evitîndu-se înnădirile de continuitate ;

— solicitările variabile de încovoiere ale grinzii rămîn de acelaşi semn, ceea ce sporeşte rezistenţa la oboseală ;

— în cazul unor tasări diferenţiate ale reazemelor (stîlpilor) nu apar eforturi suplimentare în grinzi.

O serie de argumente pledează însă categoric în favoarea grinzilor continue.

În primul rînd, folosirea continuităţii duce la o economie de metal (de 15—20 %) faţă de grinzile simplu rezemate şi, în plus, asigură o rigiditate mai mare în plan vertical, ceea ce devine important în cazul grinzilor cu deschidere mare.

La grinzile de rulare continue, rostul grinzilor pe reazem fiind eliminat, se simplifică prinderea şinei. În acelaşi timp, prinderea grinzilor de stîlpi este mai simplă, asigurînd, aşa cum va rezulta din cele ce urmează, o comportare mai bună în exploatare.

În ceea ce priveşte dezavantajele grinzilor continue menţionate mai sus, trebuie precizat că acestea pot fi înlăturate, ceea ce s-a şi realizat la proiectele elaborate în ultima perioadă. Astfel, înnădirile au fost realizate cu buloane de înaltă rezistenţă pretensionate, care, în raport cu înnădirile sudate sau chiar cu cele nituite, prezintă o comportare mai bună la solicitări variabile.

Privitor la efectul eforturilor unitare variabile din încovoiere, care la grinzile continue pot deveni alternante (coeficientul ciclului $\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$ este de obicei între — 0,2 şi — 0,3), este de menţionat că verificările la oboseală se efectuează la acţiunea unui singur pod rulant, în timp ce calculul de rezistenţă se efectuează la acţiunea a cel puţin două poduri rulante, presiunile pe roţi fiind majorate şi cu coeficienţi dinamici. În această situaţie, dacă prin măsuri constructive, cum ar fi evitarea unor concentratori de eforturi daţi de sudurile executate în special pe talpa întinsă, se micşorează sensibilitatea la rupere prin oboseală, este posibilă proiectarea unei grinzi de rulare ale cărei dimensiuni să nu fie determinate de calculul la oboseală.

În legătură cu acest fapt, rezultă că, pentru solicitări variabile, comportarea este mai bună la grinzile cu deschideri mari, deoarece numărul de cicluri corespunzător solicitării maxime se realizează într-un interval de timp mai mare ; gruparea defavorabilă a două sau mai multe poduri rulante pe o deschidere mare apare mai rar. Grinzile cu deschidere mică, pe care încape un singur pod rulant, sînt supuse frecvent la solicitarea maximă şi ca atare influenţa oboselii este mai mare.

Posibilitatea tasărilor diferenţiate ale stîlpilor nu impune totdeauna o soluţie cu grinzi simplu rezemate.

Practica a arătat că, în multe cazuri, deformaţii ale căii datorite tasărilor diferenţiate nu pot fi acceptate în exploatare datorită dificultăţilor create în circulaţia podurilor rulante şi este necesară ridicarea grinzilor. Trebuie, de asemenea, menţionat că, prin folosirea oţelurilor cu caracteristici mecanice superioare, grinzile rezultă mai puţin rigide în plan vertical, putînd urmări deplasări ale reazemelor fără solicitări suplimentare importante.

Grinzile simplu rezemate pot apărea raţionale în unele cazuri, cum ar fi în deschiderile mari singulare aşezate lîngă deschiderile mai mici etc. Folosirea lor trebuie stabilită pe baza unei analize amănunţite, în care să se ia în considerare factorii sus-menţionaţi.

II. DEFECTE SEMNALATE LA GRINZILE DE RULARE ȘI MĂSURI PENTRU EVITAREA LOR

Defectele grinzilor căilor de rulare semnalate în literatura tehnică din alte țări a impus să se ia la proiectare și execuție o serie de măsuri, care sînt prezentate în cele ce urmează.

Solicitările variabile de încovoiere produse de podurile rulante pot duce la ruperi prin oboseală, care apar mai ales în talpa în care predomină eforturile unitare de întindere.

Pentru a se evita acest pericol, s-au luat prin proiectare o serie de măsuri constructive pentru eliminarea concentrărilor de eforturi unitare care reduc rezistența la oboseală.

Tălpile grinzilor au fost prevăzute cu margini netede așa cum rezultă din laminare sau din tăierea automată sau semiautomată cu flacăra oxiacetilenică. În cazul tăierii manuale, marginile s-au rabotat.

Sudurile între talpă și inimă au fost prevăzute continue, executate automat sau semiautomat, realizîndu-se pătrunderea pe toată adîncimea inimii (fig. 1 *d*). Au fost evitate sudurile discontinue, care produc concentrări de eforturi la extremitățile cordoanelor.

Înnădirea tălpilor și a inimii a fost realizată cu sudură în adîncime. În zonele cu solicitări mari, în special în talpa întinsă și în zona aferentă a inimii, sudura a fost polizată la nivelul metalului de bază (fig. 1 *a*, *b*, *c*).

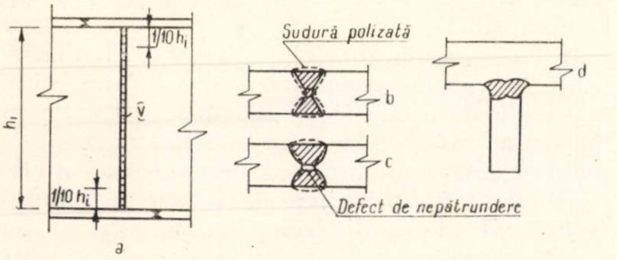


Fig. 1 — Prelucrarea mecanică a sudurilor de înnădire a grinzilor de rulare

a — Zonele de prelucrare a sudurilor de pe inimă; *b* — modul de prelucrare mecanică (polizare) a sudurilor; *c* — sudură în relief cu defect de nepătrundere; *d* — sudura de legătură între talpă și inimă

Este absolut necesar ca sudurile să nu prezinte defecte de nepătrundere sau incluziuni de zgură la rădăcină.

Încercări efectuate la catedra de construcții metalice de la Institutul de construcții din București [7] [8] au arătat că defectul de nepătrundere este deosebit de periculos, rezistența la oboseală reducîndu-se la o treime din rezistența la oboseală a sudurilor fără defecte.

Pentru mărirea rezistenței la oboseală a grinzilor de rulare este necesar să fie evitați și alți concentratori de eforturi. În această categorie intră elementele sudate pe talpa întinsă, care produc variații bruște de formă, concentrări de eforturi și micșorează rezistența la oboseală. O simplă comparație a diferitelor cazuri sub aspectul ruperii la oboseală pe baza datelor din STAS 763—66 pune în evidență rezolvările constructive care trebuie evitate la grinzile de rulare.

Situațiile menționate mai sus pot apărea la nervurile de rigidizare. Soluțiile folosite — oprirea nervurii deasupra tălpii sau introducerea unei pane sudate numai de nervură — elimină acest inconvenient.

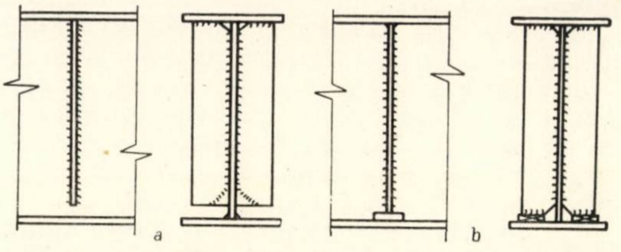


Fig. 2 — Soluționarea nervurii de rigidizare la talpa întinsă

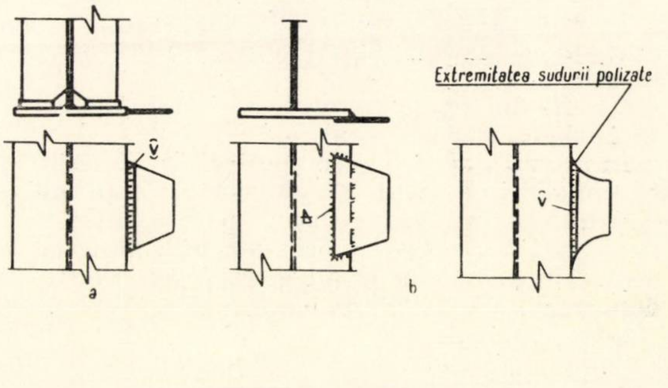
a — Nervuri neprinse de talpa întinsă; *b* — nervuri cu plăcuțe păsuite

Prinderea contravîntuirilor la talpa întinsă impune folosirea unor gusee care, dacă se sudează de talpa întinsă, reduc rezistența la oboseală. Prin unele măsuri constructive constînd din realizarea unui guseu racordat curb cu sudură polizată la racordare, rezistența la oboseală poate fi mărită (fig. 3). Totuși, în condițiile unei execuții mai puțin controlate este de preferat să se prevadă o contravîntuire independentă, cu o talpă sudată de nervurile de rigidizare ale grinzii de rulare (fig. 4).

Experimentările menționate mai sus, efectuate de catedra de construcții metalice de la Institutul de construcții din București, au pus în evidență reducerea importantă a rezistenței la oboseală produsă de gusee sudate, la care racordarea între guseu, cordon și talpă nu este asigurată.

Un factor care are o deosebită importanță în comportarea grinzilor de rulare îl constituie influența locală a forței concentrate asupra tălpii sau asupra inimii în zona de legătură cu

Fig. 3 — Diferite moduri de prindere a guseelor de contravîntuire la talpa inferioară



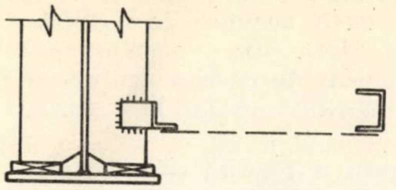


Fig. 4 — Detaliu de prindere a contravîntuirii de nervura de rigidizare folosind o talpă suplimentară

talpa superioară pe care este prinsă șina. Literatura tehnică, în special cea sovietică, menționează numeroase defecte constînd din ruperi prin oboseală în această zonă, produse de acțiunea directă a încărcării concentrate. Ruperile de acest gen sînt mult mai frecvente decît ruperea altor părți din grinda de rulare, cum este, de exemplu, talpa întinsă.

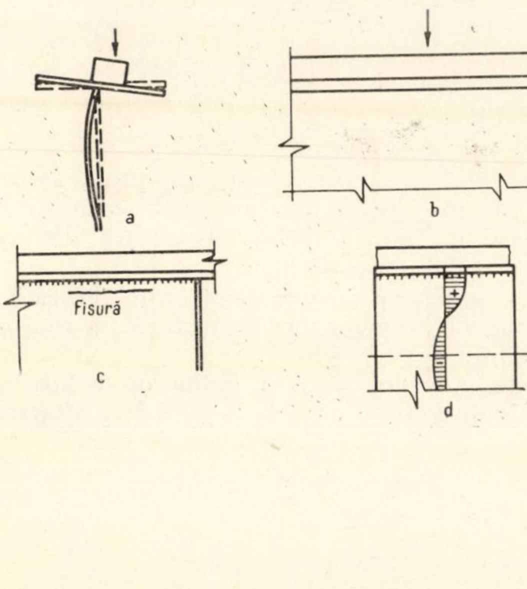
Există azi un acord unanim în a se recunoaște că acest defect se datorește așezării excentrice a șinei pe inimă (fig. 5 *a*). O analiză este prezentată în lucrările menționate în bibliografie.

Încercările experimentale efectuate la catedra de construcții metalice [8], confirmate și de rezultatele unor cercetări de peste hotare [2] [4], au pus în evidență solicitările importante pe care le produce acțiunea locală a presiunii date de roata podului. În figura 5 *b* sînt arătate eforturile unitare care se produc în inimă datorită acțiunii excentrice a încărcării.

Rezultă deci că, deși verificarea obișnuită a grinzilor duce — pentru secțiunile din cîmp — la o stare de tensiune biaxială de compresiune care nu ar putea duce practic la ruperi prin oboseală, în realitate acțiunea excentrică a roții produce momente încovoietoare în inimă, care, datorită grosimii mici a acesteia, dau naștere la eforturi unitare de întindere importante, avînd un caracter alternant și producînd ruperea prin oboseală (fig. 5 *c*).

Fig. 5 — Solicitări în inimă datorite acțiunii excentrice a presiunii roții

a — Deformația inimii; *b* — eforturi unitare determinate experimental; *c* — modul de dezvoltare a fisurilor; *d* — eforturi unitare reziduale provenite din sudare



Ruperea prin oboseală este sensibil grăbită, datorită faptului că repetarea solicitărilor este mult mai frecventă decît la grinda în ansamblul ei. Astfel, în cazul unui pod cu două sau cu patru roți pe o cale, frecvența solicitării la o trecere a acestuia pe deschiderea respectivă este de două ori și respectiv de patru ori mai mare decît pentru o secțiune a tălpii inferioare.

Este de presupus că existența unor tensiuni reziduale de întindere produse de sudură contribuie la grăbirea ruperii prin oboseală; totuși, pînă în prezent nu s-a putut verifica cantitativ influența acestor tensiuni (fig. 5 *d*).

Fenomene similare au fost observate în țară și peste hotare în cazul tălpilor pe care, datorită unei alcătuiri necorespunzătoare a șinei, rezemarea s-a produs pe extremitățile tălpilor (fig. 6).

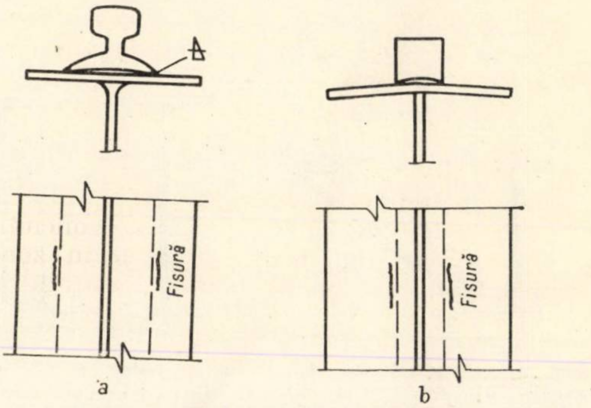


Fig. 6 — Fisuri în tălpile grinzilor datorite unei rezemări necorespunzătoare a șinei

Ruperi în talpă (fig. 6 *a*) datorite acțiunii șinei au fost semnalate de unii autori [4]. La o hală din țara noastră s-au produs unele avarii la talpa unei grinzi de rulare datorite modului în care o șină a fost rabotată pe fața de rezemare în scopul de a se așeza mai bine pe talpa superioară deformată datorită contracției sudurilor (fig. 6 *b*).

Avînd în vedere efectul important al acțiunii excentrice, care în condițiile reale de montaj și exploatare este inevitabil, apar indicate următoarele soluții:

— realizarea unei grinzi cu două inimi, propusă de unii autori [2], dar care duce, în general, la un consum sporit de materiale (fig. 7);

— prevederea unor nervuri de rigidizare suficient de dese pentru ca rezemarea șinei să se realizeze pe aceste nervuri. În acest mod, încărcările din podul rulant sînt luate în cea mai mare parte prin încovoierea șinei care reazemă pe nervurile de rigidizare și numai într-o mică măsură de încovoierea locală a inimii (fig. 8).

Cea de a doua soluție poate primi o rezolvare rațională în cazul grinzilor înalte care

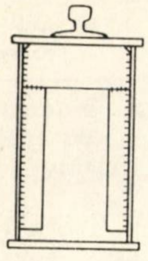


Fig. 7 — Alcătuirea grinzilor de rulare pe perete dublu

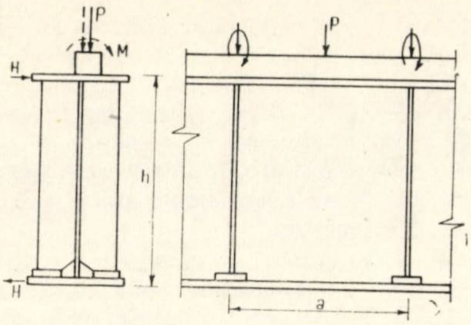


Fig. 8 — Transmiterea momentului produs de acțiunea excentrică a presiunii pe roată la grinzi cu nervuri transversale

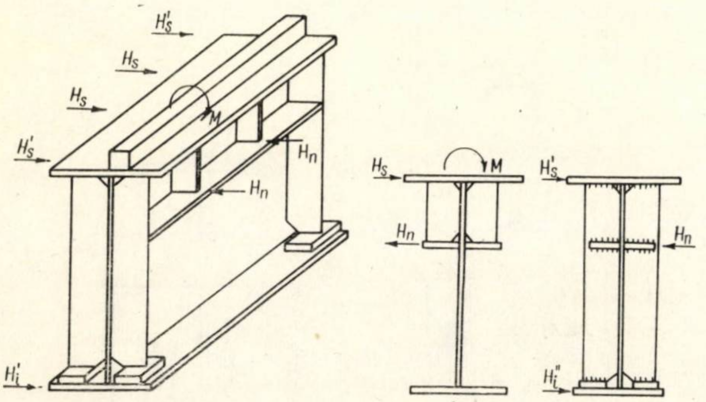


Fig. 9 — Transmiterea momentului produs de acțiunea excentrică a presiunii pe roată la grinzi cu nervură longitudinală și nervuri scurte

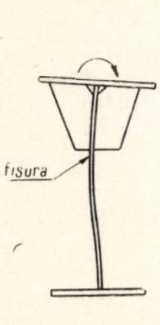


Fig. 10 — Apariția fisurilor la grinzi cu nervuri scurte fără nervuri longitudinale

pentru evitarea fenomenelor de voalare, sînt prevăzute cu o nervură de rigidizare longitudinală. În acest caz se pot prevedea nervuri scurte suficient de dese și nervuri transversale pe toată înălțimea inimii, la distanțe ceva mai mari.

Din figura 9 rezultă că momentele de încovoiere locală a inimii sînt transformate în momente de răsucire pentru întreaga grindă, fiind practic preluate prin încovoierea tălpilor sau, dacă este cazul, prin încovoierea în plan orizontal a pasarelei și, respectiv, a tălpii inferioare sau a contravîntuirii de la această talpă (fig. 9).

O altă sursă de defecte o poate constitui modul de prindere a grinzii de stîlpi. În general, aceste prinderi trebuie să fie capabile să urmărească deformația grinzii, care se poate produce fie într-un sens, fie în celălalt (fig. 11).

Literatura tehnică citată în bibliografie semnalează unele avarii apărute în special la prinderile grinzilor de rulare simplu rezemate pe stîlpi. La aceste grinzi, legăturile grinzilor orizontale de frînare de stîlpi constituie elemente de continuitate care nu pot să urmărească mișcările grinzii de rulare. Ca urmare, aceste prinderi s-au distrus după un timp relativ scurt de exploatare.

Experiența proiectării din țara noastră a arătat că, sub acest aspect, grinzile continue par a ridica mai puține probleme în ceea ce privește prinderile grinzilor de frînare de stîlpi. Într-adevăr, în acest caz este realizată continuitatea tuturor elementelor, deformația tălpilor grinzilor fiind aceeași cu deformația grinzilor de frînare. Deformația (rotirea) grinzilor pe reazem antrenează însă și stîlpul, dar solicitările suplimentare care apar pot fi preluate, în general, fără a fi necesar un consum de material (fig. 12).

În cazul grinzilor simplu rezemate a apărut rațională executarea unei prinderi de tipul celei arătate în figura 13. În acest caz, tabla striată a grinzii de frînare nu mai este sudată de stîlp. Între stîlp și grindă este realizată o legătură cu tacheți care preia forțele orizontale, dar nu împiedică deplasarea tablei în lungul grinzii, deplasare rezultată din rotirea grinzii pe reazem.

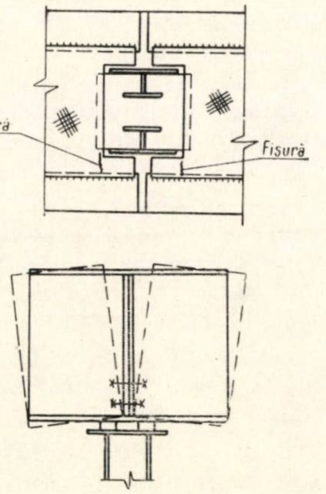


Fig. 11 — Deformația grinzilor simplu rezemate pe stîlpi

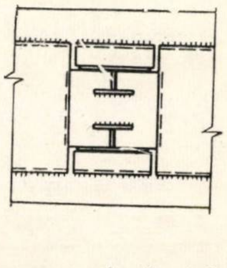


Fig. 12 — Prinderea pe stîlpi a grinzilor de frînare la grinzi de rulare continue

Rostul șinelor a fost realizat ca în figura 13, permițînd de asemenea rotirea liberă pe reazem a grinzilor.

Prinderea verticală a grinzilor de rulare de stîlpi a ridicat de asemenea o serie de probleme,

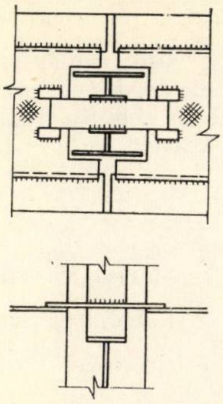


Fig. 13 — Prinderea pe stîlpi a grinzilor de frînare la grinzi de rulare simplu rezemate

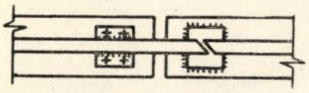


Fig. 14 — Prinderea şinei de rulare la rostul grinzilor

în urma avariilor care au fost semnalate în exploatare.

În cazul diafragmelor sudate de stîlpi s-a constatat ruperea acestora (fig. 15). Această rupere se datoreşte tasărilor care se produc pe reazemele grinzii de rulare. Astfel, o mare parte din încărcarea verticală este preluată numai de diafragmă, care, nefiind dimensionată în consecinţă, se distruge datorită suprasolicitării.

Una din cauzele care duc la tasări ale grinzilor pe reazeme provine din faptul că, prin sudare, talpa orizontală se deformează şi rezemarea se face practic pe o zonă mult mai redusă decît cea considerată în calcul (fig. 16).

Pentru a evita acest inconvenient, în proiecte s-au prevăzut pe reazeme pene introduse între capătul nervurii şi talpă, care să menţină orizontală suprafaţa tălpii (fig. 17).

Cu toate măsurile luate este greu de presupus că anumite tasări nu se produc. În consecinţă, prinderea diafragmei a fost prevăzută ca în figura 17, cu buloane în găuri cu un diametru cu 2—3 mm mai mare. În această situaţie, forţele orizontale sînt preluate prin buloane sau prin contactul direct dintre diafragmă şi stîlp; buloanele permit deplasarea grinzilor pe reazem în limita tasărilor elastice care pot apărea. Reacţiunile negative sînt preluate prin buloanele de ancoraj.

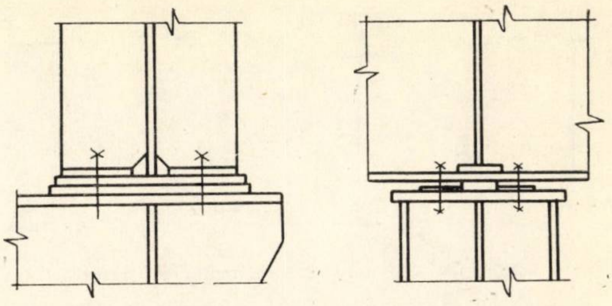


Fig. 17 — Nervuri de reazem prevăzute cu pane

O altă problemă care apare la grinzile căilor de rulare este aceea a legăturii dintre grinzile de rulare şi grinzile secundare sau dintre două grinzi de rulare paralele. Unii proiectanţi prevăd legarea lor cu diafragme realizate din zăbrele. În proiectele care au fost realizate în ultima perioadă pentru halele industriale metalice din ţara noastră, grinzile au fost prevăzute independente. Există justificări şi pentru una şi pentru cealaltă dintre soluţii.

În cazul cînd nu există diafragme, săgeata diferenţiată a grinzii de rulare faţă de grinda secundară sau, respectiv, a celor două grinzi de rulare paralele poate să nu fie preluată de elementele grinzii orizontale de frînare decît cu eforturi importante. Avînd în vedere caracterul lor alternant, ele pot duce la ruperi prin oboseală. Apar indicate următoarele soluţionări :

În cazul realizării obişnuite la hale grele cu grinzi continue care au săgeţi relativ reduse şi în cazul cînd grinda de frînare este realizată dintr-o tablă striată cu rigidizări flexibile, apare mai raţională proiectarea grinzilor fără diafragme intermediare.

În cazul mai rar folosit azi, mai ales la grinzi de rulare pentru poduri cu regim de lucru greu, cînd se prevede o grindă de frînare

Fig. 15 — Avarii ale diafragmelor de prindere de stîlpi

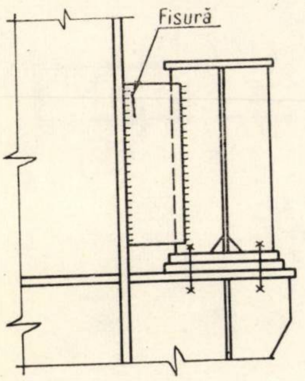


Fig. 16 — Rezemare parţială datorită deformaţiilor produse de sudură

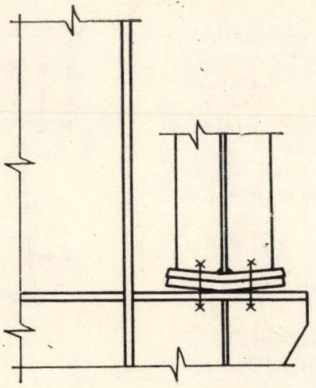
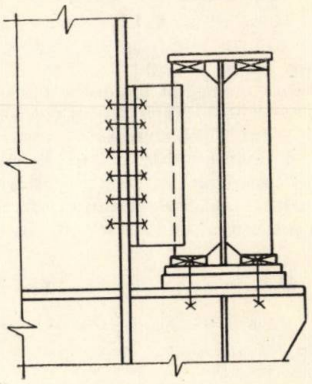


Fig. 18 — Prinderea diafragmei în buloane



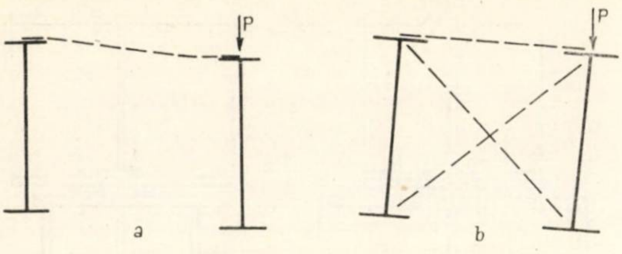


Fig. 19 — **Deformaţiile grinzilor de rulare**
a — Fără diafragme; *b* — cu diafragme

cu zăbrele mai rigidă în plan vertical şi cînd grinzile de rulare sînt simplu rezemate, este de examinat necesitatea legării grinzii de rulare de grinda secundară pentru a realiza un ansamblu care se deformează prin răsucire, reducînd deformaţiile relative şi respectiv solicitările cu caracter variabil din elementele grinzii de frînare. La dimensionarea elementelor diafragmei trebuie să se ţină seama de fenomenele de oboseală, care pot apărea datorită solicitărilor alternante.

III. CONCLUZII

Proiectarea grinzilor pentru căile de rulare ale podurilor rulante cu regim de lucru greu necesită o tratare specială pentru a evita unele deficienţe care apar în exploatare.

BIBLIOGRAFIE

[1] * * * : Stahl und Eisen, nr. 1—13, 1963.
[2] * * * : Promîşlenoe stroitelstvo, nr. 5, 1963; 1, 1964; 9, 1966; 10, 1966; 5, 1969.
[3] * * * : Construction métalique, nr. 1, 1964; 2, 1967; 3, 1967.
[4] * * * : The Structural Engineer, nr. 10, 1963.
[5] * * * : Der Stahlbau, nr. 7, 1963.
[6] Mateescu D., Coroabă I.: *Asupra unor factori care determină scoaterea pretimpurie din exploatare a grinzilor căilor de rulare*. Revista construcţiilor şi materialelor de construcţii, nr. 10, 1969.
[7] Popescu V., Dalban C., Chesaru E.: *Cercetări experimentale privind comportarea elementelor de construcţii metalice din oţeluri slab aliate supuse la solicitări statice şi variabile*. Comunicare la a IV-a Conferinţă naţională de sudură şi încercarea metalelor (1969).
[8] Dalban C., Şerbănescu D.: *Încercarea la solicitări statice şi variabile a unor grinzi sudate cu încărcări concentrate şi a unor detalii aferente* (manuscris).

INFLUENŢA CONTRACŢIEI ŞI A CURGERII LENTE ASUPRA SĂGEŢII GRINZILOR DE BETON UŞOR ARMAT

Conf. dr. ing. **I. Tertea**, asist. ing. **T. Oneţ**
Institutul politehnic Cluj

I. OBIECTUL CERCETĂRII

Dată fiind extinderea folosirii betoanelor de rezistenţă cu agregate poroase în elementele portante de beton armat, este necesar, ca pe lîngă cunoaşterea comportării acestor elemente în starea limită de rezistenţă, să se aprecieze şi comportarea lor în exploatare în ceea ce priveşte fisurarea şi deformabilitatea. Preocuparea este justificată prin aceea că betoanele uşoare prezintă unele particularităţi privind rezistenţa la întindere, deformaţia din contracţie şi cea de curgere lentă.

În prezentul studiu se pune în evidenţă influenţa contracţiei şi a curgerii lente a betonului uşor (cu argilă şi zgură expandată) asupra stării de fisurare şi de deformaţie a grinzilor cu secţiune dreptunghiulară simplu armate.

II. PROGRAMUL DE EXPERIMENTARE

II.1. Elementele experimentale

S-au încercat 12 grinzi avînd armarea şi caracteristicile geometrice din figura 1. Dintre acestea, trei au fost executate din beton de zgură expandată de Hunedoara, iar nouă din beton cu argilă expandată (granulit) de Tîrgu-Mureş. Grinzile au fost executate în cofraje de lemn căptuşite cu tablă, betonul fiind compactat prin vibrare. Indicativul şi caracteristicile grinzilor încercate sînt date în tabela 1. La turnarea grinzilor au fost recoltate probe pentru determinarea rezistenţei la compresiune (R_b) şi întindere din încovoiere (R_{ti}), a modulului de elasticitate (E_b), a contracţiei şi curgerii lente.

II.2. Materialele folosite

Betonul a fost preparat cu agregate poroase artificiale, nisip de rîu şi ciment, folosind următoarele compoziţii pentru un metru cub:

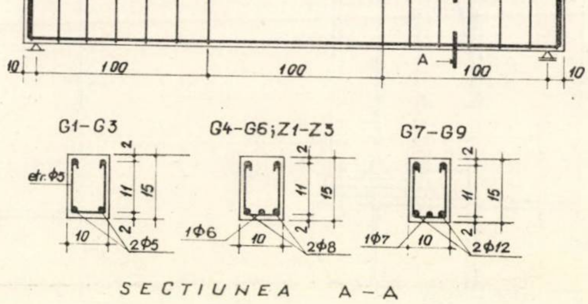
Betonul din granulit

— ciment P 400	. . . . . . .315 kg
— apă	. . . . 250 l
— nisip de rîu (0—3)	. . . . 320 kg
— granulit (0—3)	. . . . 255 kg
(3—7)	. . . . 195 kg
(7—15)	. . . . 515 kg

Betonul de zgură expandată

— ciment RIM 200	. . . . 350 kg
— apă	. . . . 245 l
— nisip de rîu (0—3)	. . . . 170 kg
— zgură expandată	
(0—7)	. . . . 425 kg
(7—15)	. . . . 700 kg

Fig. 1 — **Armarea grinzilor Z1—Z3 şi G1—G9**



Principalele proprietăţi fizico-mecanice ale betoanelor uşoare folosite sînt trecute în tabela 1.

Armăturile au fost executate din bare netede din OL 38.

II.3. Echiparea, păstrarea şi încercarea grinzilor

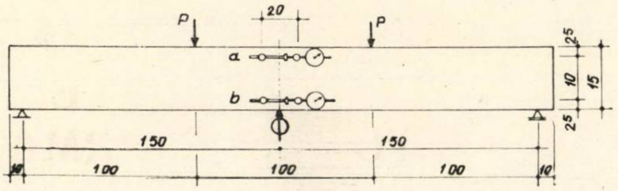
Săgeţile au fost măsurate la mijlocul deschiderii grinzilor (fig. 2), folosind ceasuri comparatoare cu precizia de măsurare de 0,01 mm.

Deformaţiile secţiunilor transversale pe porţiunea grinzii solicitate de moment încovoietor constant au fost măsurate cu deformetre fixe avînd baza de măsurare de 20 cm şi gradul de precizie de 0,001 mm. Aceste măsurători au permis stabilirea poziţiei axei neutre la încărcare şi în timp.

Starea de fisurare a fost relevată cu ajutorul unei lunete microscopice care asigura o precizie de măsurare a deschiderii fisurilor de 0,01 mm.

Încercarea grinzilor a constat în stabilirea stării de fisurare şi a deformaţiei la încărcare, în timp, la descărcare şi în perioada de revenire, pentru diferite trepte de încărcare. Grinzile cu acelaşi procent de armare au fost încărcate astfel ca momentul încovoietor produs de greutatea proprie şi cele două forţe concentrate (fig. 2) să reprezinte 0,25, 0,50 şi 0,75 din valoarea momentului încovoietor de rupere (M_r) al grinzii, calculat pentru caracteristicile mecanice ale materialelor folosite.

Fig. 2 – Echiparea şi încărcarea grinzilor



Păstrarea grinzilor a avut loc într-o încăpere subsol în care umiditatea relativă a aerului a variat în perioada încercărilor între 60 şi 70 %.

III. REZULTATELE MĂSURĂTORILOR

III.1. Starea de fisurare

Numărul, deschiderea (medie şi maximă) şi distanţa (medie) dintre fisuri, la încercare, la diferite intervale de timp sub sarcini, cît şi la descărcare, pentru toate grinzile încercate, sînt prezentate în tabela 2. Releveul fisurilor la încărcare şi în timp, la grinzile încărcate cu sarcina de exploatare ($M = 0,5\ M_r$), este reprezentat în figurile 3, 4, 5 şi 6.

Analiza rezultatelor privind starea de fisurare arată că, în toate cazurile, numărul fisurilor înregistrat imediat după încărcare a crescut în timp. Această creştere s-a dovedit a fi mai accentuată la grinzile solicitate la o treaptă de încărcare mai redusă (G4, G7, Z1). Numărul fisurilor la încărcare creşte cu procentul de armare şi intensitatea solicitării.

Deschiderea medie a fisurilor creşte cu mărimea efortului unitar din armătură şi cu timpul de menţinere sub sarcină. La un an de la aplicarea sarcinilor, deschiderea medie a fisurilor la grinzile solicitate în stadiul de exploatare a crescut cu 35–103 %. După descărcarea grinzilor (după o menţinere sub sarcină de 450 de zile, în medie), deschiderea fisurilor a fost, în general, de acelaşi ordin de mărime ca cel înregistrat imediat după încărcare.

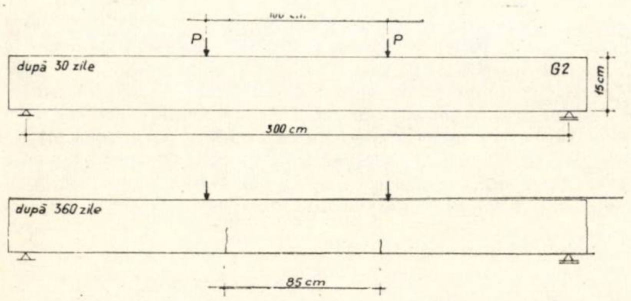
Deschiderea maximă a fisurilor la grinzile G5, G8 şi Z2, care au fost solicitate la 0,5 M_r, a fost de 0,06–0,07 mm la încărcare şi de 0,12–0,18 mm după un an de menţinere sub sarcini. Admiţînd şi pentru betonul uşor aceleaşi deschideri maxime ale fisurilor recomandate de Comitetul European al Betonului (CEB) pentru betonul greu, se poate trage concluzia că, indiferent de durata solicitării lor, *elementele încovoiate de beton uşor satisfac cerinţele unei exploatări normale*, cu excepţia cazurilor cînd mediul ambiant este deosebit de agresiv (în care caz, deschiderea maximă a fisurilor nu poate depăşi 0,1 mm). În orice caz, la calcularea deschiderii fisurilor este necesar să se ia în considerare efectul durate

Tabelul 1: CARACTERISTICILE GRINZILOR ÎNCERCATE

Nr crt.	Indicativul grinzii	Natura agregatului	Densitatea betonului la 28 zile kg/m³	μ %	Vîrsta la încărcare zile	Durata menţinerii sub sarcină zile	R_b kg/cm²	R_{ti} kg/cm²	E_b t/cm²
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	G1	granulit	1720	0,33	30	471	249	41.6	191
2	G2	"	1720	0,33	30	471	249	41.6	191
3	G3	"	1720	0,33	30	471	249	41,6	191
4	G4	"	1728	1.00	34	441	254	36.7	185
5	G5	"	1728	1,00	34	441	254	36,7	185
6	G6	"	1728	1,00	34	441	254	36,7	185
7	G7	"	1766	2,00	33	447	269	38.5	205
8	G8	"	1766	2,00	33	447	269	38,5	205
9	G9	"	1766	2,00	33	447	269	38,5	205
10	Z1	zgură	1860	1,00	35	466	222	47,5	202
11	Z2	"	1860	1,00	35	466	222	47,5	202
12	Z3	"	1860	1,00	35	466	222	47,5	202

Tabelul 2: STAREA DE FISURARE A GRINZILOR

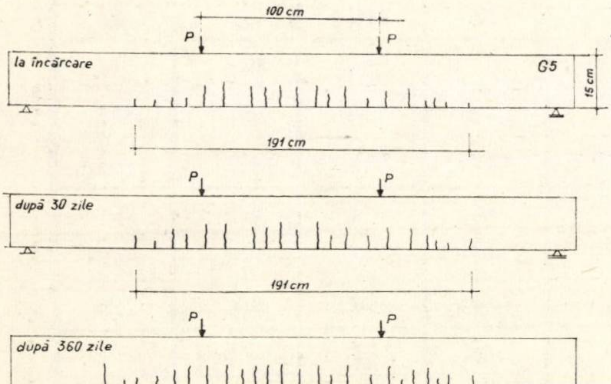
Grinda	μ %	$\frac{M}{M_r}$	$\frac{M_f}{M_r}$	Menținere sub sarcină zile	Numărul fisurilor				Distanța medie dintre fisuri (cm)			Deschiderea medie a fisurilor (mm)				Suma deschiderii fisurilor (mm)				Deschiderea maxima a fisurilor (mm)			
					la încărc.	după 30 zile	după 360 zile	la descărc.	la încărc.	după 30 zile	după 360 zile	la încărc.	după 30 zile	după 360 zile	după descărc.	la încărc.	după 30 zile	după 360 zile	după descărc.	la încărc.	după 30 zile	după 360 zile	după descărc.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
G1	0,33	0.25		471	0	0	0	0	–	–	–	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
G2	0.33	0,50	0.58	471	0	0	2	2	–	–	85	0	0	0,026	0,010	0	0	0,05	0.02	0	0	0,04	0,02
G3	0.33	0.75		471	1	5	17	17	–	23,7	10.5	0.030	0,054	0,045	0.035	0,03	0.27	1,08	0,60	0,03	0.08	0,10	0,10
G4	1.00	0,25		441	2	2	11	11	91	91	15,1	0,015	0.035	0.035	0,026	0.03	0.07	0,41	0,30	0.02	0.04	0.08	0,07
G5	1.00	0.50	0.35	441	20	20	24	24	10	10	9,1	0.029	0.042	0.059	0,036	0,57	0.84	1,42	0,87	0,07	0.08	0,12	0.08
G6	1.00	0,75		441	25	26	30	30	6	6	6	0.048	0.062	0.081	0,045	1,20	1,62	2,42	1,30	0.08	0,13	0,17	0,10
G7	2,00	0.25		447	7	17	25	25	18	11,2	7.5	0,018	0.034	0.036	0,018	0.13	0.58	0,92	0,46	0.02	0.06	0.08	0,04
G8	2,00	0.50	0,27	447	23	24	31	31	9	9	7.5	0,042	0.068	0.079	0,042	0.96	1,63	2,46	1,29	0,07	0,10	0,15	0,09
G9	2.00	0,75		447	33	36	36	36	7,1	6,6	6,6	0,069	0,082	0,093	0.046	2,29	2,96	3,36	1,64	0,15	0,17	0,20	0,10
Z1	1.00	0,25		466	1	18	25	25	–	9,1	7.8	0.020	0,027	0.037	0,028	0,02	0,48	0.93	0,70	0.02	0.08	0,11	0,09
Z2	1.00	0,50	0,31	466	5	22	26	26	23	7,8	7.8	0.046	0,043	0,062	0,037	0,23	0,95	1,63	0,95	0,06	0,10	0,18	0,10
Z3	1,00	0.75		466	19	32	33	33	10	6,9	6,9	0.057	0.066	0,097	0,057	1,08	2,12	3,20	1,87	0,08	0.11	0,20	0,10



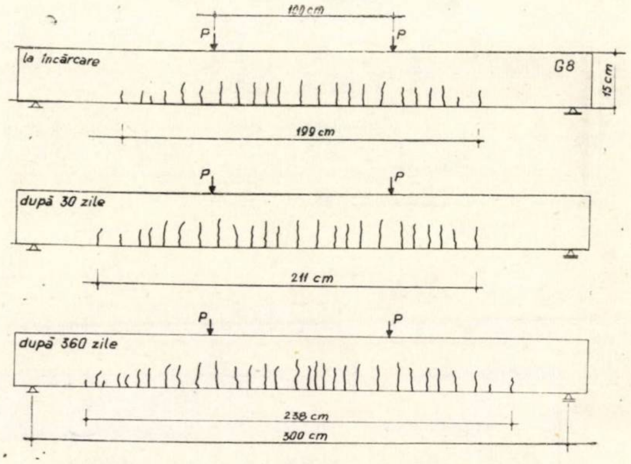
100 cm
P
P
după 30 zile
G2
15cm
300 cm
după 360 zile
85 cm

Fig. 3 – Releveul fisurilor la încărcare și în timp la grinda G2 ($\mu = 0,33$%)

Fig. 4 – Releveul fisurilor la încărcare și în timp la grinda G5 ($\mu = 1,00$%)



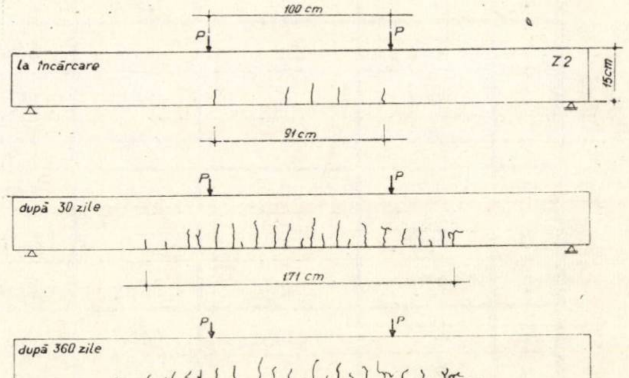
100 cm
P
P
la încărcare
G5
15cm
191 cm
după 30 zile
191cm
după 360 zile
210 cm
300cm



100 cm
P
P
la încărcare
G8
15cm
199 cm
după 30 zile
211 cm
după 360 zile
238 cm
300 cm

Fig. 5 – Releveul fisurilor la încărcare și în timp la grinda G8 ($\mu = 2,00$%)

Fig. 6 – Releveul fisurilor la încărcare și în timp la grinda Z2 ($\mu = 1,00$%)



100 cm
P
P
la încărcare
Z2
15cm
91cm
după 30 zile
171 cm
după 360 zile
207cm
300 cm

menţinerii sub sarcină, *dublînd* după un an valorile stabilite la încărcare. La descărcare, deschiderea maximă a fisurilor a fost de 0,08—0,10 mm.

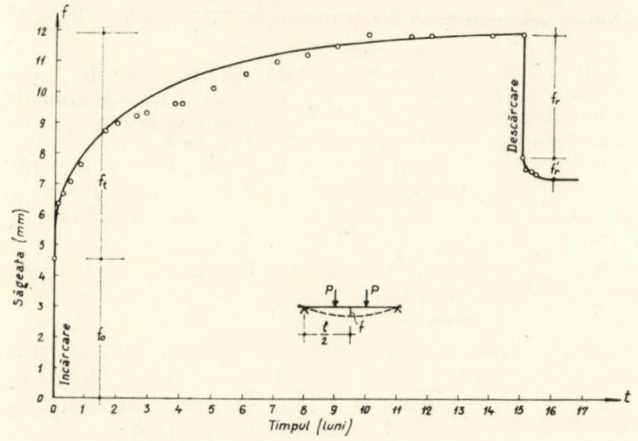
Distanţa medie dintre fisuri se micşorează cu creşterea încărcării şi este puţin influenţată de durata acţionării acesteia. După cum se poate vedea din figurile 4, 5 şi 6, apariţia noilor fisuri în timp are loc prin lărgirea zonei iniţial fisurate şi mai puţin prin creşterea densităţii fisurilor în această zonă. Se remarcă, de asemenea, faptul că modificarea în timp a deschiderii şi distanţei dintre fisuri este mai accentuată la grinzile mai puţin încărcate, adică la acelea a căror zonă întinsă participă în mai mare măsură la preluarea eforturilor.

III.2. Starea de deformaţie

Variaţia tipică a săgeţii grinzilor încercate, în funcţie de încărcare şi timp, este dată (pentru grinda G5) în figura 7. Curba obţinută este întru totul asemănătoare cu variaţia deformaţiilor betonului sub acţiunea încărcărilor exterioare [1]. Săgeata măsurată imediat după încărcare (f_0) creşte în timp cu o viteză mai mare în primele zile, pentru ca apoi această creştere să se atenueze, tinzînd spre zero. Săgeata suplimentară înregistrată în timp (f_t) include şi efectul contracţiei. La descărcare, săgeata suferă o revenire (f_r) mai mică decît f_0. După descărcare, în timp, revenirea grinzii continuă (f'_r), fenomenul amortizîndu-se în 10—15 zile.

Săgeţile tuturor grinzilor încercate sînt prezentate în tabela 3.

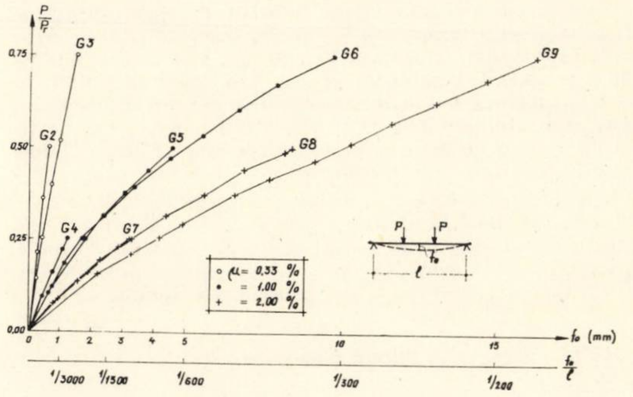
Fig. 7 – Variaţia săgeţii grinzii G5 în funcţie de încărcare şi timp



III.2.1. Săgeata la încărcare

Variaţia săgeţilor la încărcare a grinzilor de beton de granulit, pentru diferite trepte de încărcare şi procente de armare, este reprezentată în figura 8, iar cea a grinzilor de beton de zgură, în figura 9.

Fig. 8 – Săgeţile la încărcare ale grinzilor de beton de granulit cu diferite procente de armare



Tabelul 3: **SĂGEŢILE GRINZILOR LA ÎNCĂRCARE ŞI ÎN TIMP** (vezi fig. 7)

Grinda	f_o mm	f_t (mm)		$f = f_o + f_t$ mm	$\frac{f_{450}}{f_o}$	$\frac{f_o}{l}$	$\frac{f}{l}$	f_r mm	$\frac{f_r}{f_o}$	f'_r mm	$\frac{f'_r}{f_r}$
		f_{30}	f_{450}								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
G1	0,41 +)	0.55	1.42	1,83	4.50	1/7300	1/1640	—	—	—	—
G2	0,62	1,09	2,43	3,05	3,92	1/4850	1/985	−0,59	0,95	−0,07	0,12
G3	1,49	2,01	4,57	6,06	3.06	1/2000	1/495	−1,28	0,86	−0,31	0.24
G4	1,26	1.43	4.03	5,29	3,20	1/2380	1/567	−1,23	0,97	−0,12	0,10
G5	4,55	3,20	7,37	11,92	1,62	1/660	1/252	−4,01	0,88	−0.50	0,12
G6	9,31	3,87	8,58	17,89	0,92	1/322	1/168	−7,94	0,85	−0,57	0,07
G7	3,20	2,97	10,21	13,41	3.20	1/940	1/224	−3,04	0.95	−0.22	0,07
G8	8,35	4,17	9.55	17,90	1.14	1/360	1/168	−7,47	0,89	−0,62	0,08
G9	16,24	6,31	12,95	29,19	0.80	1/185	1/103	−13,70	0,84	−0,94	0.07
Z1	1,28	2,25	6,04	7,32	4,72	1/2350	1/410	−1,25	0,98	−0,21	0,17
Z2	4,36	4,02	9,26	13,62	2,12	1/690	1/220	−4,02	0,95	−0,60	0,15
Z3	9,60	4,70	10,22	19,82	1.07	1/312	1/151	−8,02	0,84	−0,56	0,07

+) Valoare calculată

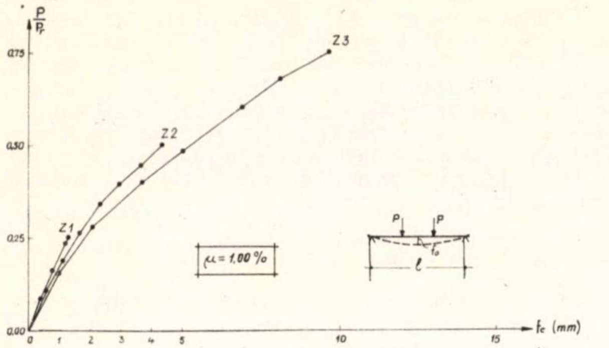


Fig. 9 – Săgeţile la încărcare ale grinzilor de beton de zgură expandată la diferite trepte de încărcare

Analiza curbelor din figura 8 arată că rigiditatea grinzilor, la aceeaşi treaptă de încărcare, scade o dată cu creşterea procentului de armare. Fenomenul, similar cu cel întîlnit la grinzile de beton greu [2], se datoreşte gradului diferit de participare a betonului întins dintre fisuri la preluarea eforturilor. Intensitatea de fisurare, după cum se vede în tabela 2, creşte o dată cu procentul de armare, contribuind la scăderea rigidităţii elementelor.

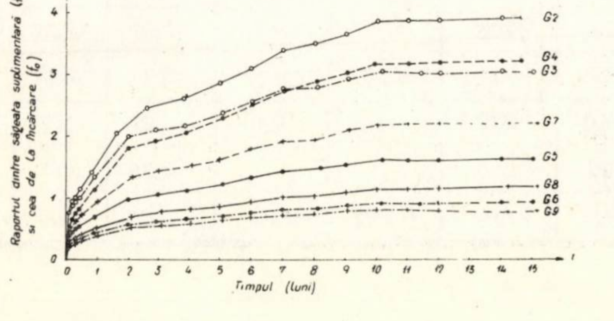
Comportarea grinzilor de beton de zgură expandată (Z1, Z2, Z3) este asemănătoare (fig. 9) cu a celor de beton de granulit cu acelaşi procent de armare (G4, G5, G6). Săgeţile f_0 ale celor două grupe de grinzi, după cum se poate vedea şi din tabela 3, coloana 2, au valori foarte apropiate.

III.2.2. Săgeata de durată (suplimentară)

Valorile săgeţilor suplimentare înregistrate după o menţinere sub sarcină de 450 de zile (în medie) sînt trecute în tabela 3, coloana 4. Compararea acestor valori arată că săgeţile suplimentare (f_t) depind de : treapta de încărcare, procentul de armare şi tipul betonului folosit. La grinzile de beton de granulit, evoluţia săgeţilor suplimentare raportate la cele din momentul încărcării este prezentată în figura 10, iar pentru grinzile de beton de zgură expandată, în figura 11. Se remarcă uşor faptul că *raportul dintre săgeata suplimentară şi cea din momentul încărcării*, la un timp oarecare de menţinere sub sarcină, *este cu atît mai mare cu cît procentul de armare este mai redus şi cu cît treapta de încărcare este mai mică*. Apare evident rolul deosebit al betonului întins la definirea rigidităţii de durată a elementelor de beton armat. Acest rol este mai însemnat la betonul uşor, decît la cel greu [3], dată fiind fragilitatea ruperii sale, cît şi oboseala mai accentuată la întindere sub sarcini statice de durată [4].

Pentru sarcinile de exploatare, săgeţile suplimentare, după 15 luni de menţinere sub sarcini, întrec de 1,14 pînă la de 3,92 ori săgeţile din momentul încărcării (tabela 3, coloana 6), valorile cele mai mari înregistrîndu-se la procentele mici de armare.

Fig.10 – Variaţia săgeţilor suplimentare la grinzile de beton de granulit cu diferite procente de armare şi trepte de încărcare



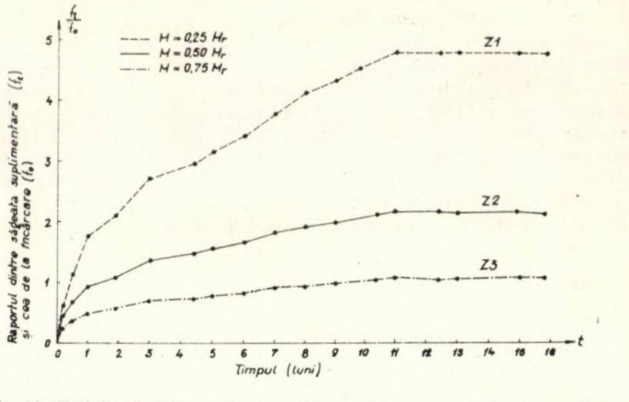


Fig. 11 – Variaţia săgeţilor suplimentare la grinzile de beton de zgură expandată

Comparînd săgeţile suplimentare ale grinzilor de beton de zgură expandată cu cele ale grinzilor de beton de granulit (avînd acelaşi procent de armare), se poate constata o deformabilitate mai mare în timp a grinzilor de beton de zgură, mai cu seamă la trepte mici de încărcare. Pentru sarcinile de exploatare, săgeata suplimentară a grinzilor de beton de zgură este cu 30 % mai mare decît cea a grinzii similare de beton de granulit.

Evoluţia în timp a săgeţii suplimentare arată că după 30 de zile de la încărcare se produce 35–45 % din valoarea înregistrată la un an.

Săgeţile totale (f) raportate la deschiderea grinzilor (tabela 3, coloana 8), pentru sarcinile de exploatare, depăşesc, la procentele de armare mai mari (în cazul cercetat 2 %) limitele admise de norme pentru betonul greu [6]. Se impune deci, în cazul betoanelor uşoare, o limitare mai severă a raportului h/l.

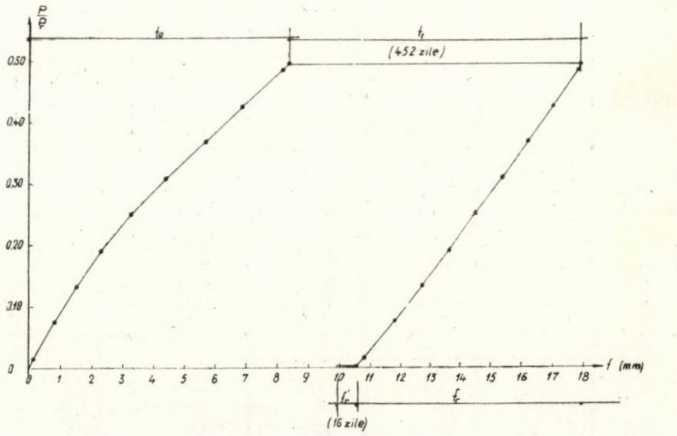


Fig. 12 – Variaţia săgeţii grinzii G8 la încărcare şi descărcare

III. 2. 3. Săgeata datorită descărcării

La descărcarea după 15 luni de menţinere sub sarcini s-au înregistrat săgeţile negative (f_r) trecute în tabela 3, coloana 7. O diagramă de variaţie a săgeţii la încărcare şi descărcare este prezentată în figura 12. Cele două ramuri ale curbei sînt foarte asemănătoare, rigiditatea grinzilor la descărcare fiind aproape identică cu cea din momentul încărcării. Raportate la săgeţile iniţiale (f_0), cele datorite descărcării (f_r) variază între 84 şi 98 %, ceea ce arată că modul de elasticitate al betoanelor uşoare folosite, la vîrsta descărcării grinzilor, a fost în medie cu 10 % mai mare decît cel pe care l-a avut betonul în momentul încărcării.

III.2. 4. Revenirea grinzilor după descărcare

După descărcare, grinzile continuă să-și revină (fig. 7), sporind săgețile negative înregistrate în acel moment. La toate grinzile încercate, fenomenul de revenire s-a stabilizat după 10–15 zile de la descărcare. Săgețile de revenire (f_r') la grinzile solicitate în stadiul de exploatare (tabelul 3, coloana 11), reprezintă în medie 12 % din cele măsurate imediat după descărcare (f_r).

IV. CALCULUL DESCHIDERII FISURILOR ȘI AL RIGIDITĂȚII GRINZILOR DE BETON UȘOR

IV. 1. Notații

A_a – aria armăturii (cm^2),
A_{bt}– aria zonei întinse a secțiunii de beton (cm^2),
b – lățimea secțiunii transversale de beton (cm),
d – diametrul armăturii (mm),
E_a – modulul de elasticitate al armăturii (kg/cm^2),
E_b – modulul de elasticitate al betonului (kg/cm^2),
f – săgeata totală (mm),
f_o– săgeata la încărcare (mm),
f_t – săgeata suplimentară de durată (mm),
h_0 – înălțimea utilă a secțiunii de beton (cm),
h – înălțimea secțiunii transversale de beton (cm),
K – modulul de rigiditate (kg/cm^2),
R_a – rezistența de calcul a armăturii (kg/cm^2),
R_t – rezistența la întindere a betonului (kg/cm^2),
u – perimetrul armăturii (cm),
v – raportul dintre încărcarea de lungă durată și cea totală,
α_f – deschiderea medie a fisurilor (mm),
ε_o – scurtarea betonului la încărcare (mm/m),
ε_t – scurtarea suplimentară a betonului în timp (mm/m),
λ_f – distanța medie dintre fisuri (cm),
μ – coeficientul de armare,
σ_a – efortul unitar din armătură (kg/cm^2),
$\bar{\varphi}_t$ – caracteristica deformațiilor de durată ale betonului.

IV. 2. Deschiderea fisurilor

Evaluarea deschiderii fisurilor este legată, în primul rînd, de pericolul coroziunii armăturilor. Conform normativului C.S.C.A.S. [6], deschiderea medie a fisurilor (în cazul betonului greu) este dată de relația :

$$\alpha_f = \lambda_f \, \psi \frac{\sigma_a}{E_a} \qquad (1)$$

unde

$$\lambda_f = \beta_f \frac{A_{bt}}{u} \qquad (2)$$

$$\psi = 1 - \bar{\beta} \frac{A_{bt} R_t}{A_a \sigma_a} \qquad (3)$$

iar

$$\beta_f = 0{,}5 + 30 \frac{\mu}{d} \qquad (4)$$

$$\bar{\beta} = 0{,}2 \, (1 - 0{,}6 \, v). \qquad (5)$$

Efortul unitar din armătură (σ_a) se calculează cu relația:

$$\sigma_a = \frac{M}{A_a \, \zeta \, h_o} \qquad (6)$$

unde

$$\zeta = 1 - \frac{\xi}{3} \qquad (7)$$

iar

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \mu \, n' \left(\sqrt{1 + \frac{2}{n' \mu}} - 1 \right) \qquad (8)$$

pentru

$$n' = \frac{E_a}{R_b} \left(1 + \mu \frac{R_a}{40} \right) (1 + v \, \bar{\varphi}_t). \qquad (9)$$

Cînd nu ținem seama de influența timpului $\bar{\varphi}_t = 0$.

Aplicînd relațiile (1)–(9) la grinzile încercate în stadiul de exploatare (G5, G8, Z2), s-au obținut rezultatele înscrise în tabela 4, coloanele 2, 4 și 6. Comparînd aceste rezultate de calcul cu valorile măsurate (tabela 2, coloanele 10–16), se poate constata la procentele uzuale de armare (1–2 %) o corespondență satisfăcătoare în ceea ce privește distanța medie dintre fisuri (λ_f) și deschiderea medie a acestora (α_f) după un an de menținere sub sarcină. Deschiderea *calculată* a fisurilor se apropie mai mult de valorile maxime înregistrate la încărcare decît de cele medii.

Tabelul 4: **CALCULUL DESCHIDERII FISURILOR ȘI A SĂGEȚILOR GRINZILOR ÎNCERCATE ÎN STADIUL DE EXPLOATARE**

Grinda	λ_f cm	Δ %	Deschiderea medie a fisurilor (α_f) mm				Săgeata inițială f_o mm				Săgeata totală f mm			
			la încărcare	Δ %	după 360 zile	Δ %	CSCAS	Δ %	CEB	Δ %	CSCAS	Δ %	CEB	Δ %
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
G5	9,74	−2,6	0,054	+86	0,064	+8,5	6,18	+35,8	4,75	+4,4	12,7	+ 6.5	14,25	+19.5
G8	8,17	−9,3	0,056	+33	0,062	−21,5	11,10	+33,0	6,20	−25,8	20,7	+15,6	18,60	+ 4,0
Z2	9,74	+25,0	0,062	+35	0,073	+17,7	7,10	+63,0	5,66	+29,8	15,2	+ 11,5	16,98	+24,6

Notă : Δ % reprezintă diferența procentuală față de valorile măsurate.

Deschiderile medii sau maxime ale fisurilor dublîndu-se după un an de menținere a grinzilor sub sarcini, satisfacerea condițiilor de durabilitate impune, în cazul betonului ușor, restricții mai mari în ce privește deschiderea limită a fisurilor față de betonul greu, la care creșterea deschiderii fisurilor în timp s-a măsurat a fi de numai 30—40% [7].

IV. 3. Rigiditatea la încărcare și în timp

Sub sarcini de lungă durată, săgețile cresc datorită: formării noilor fisuri, deschiderii celor existente, efectului contracției și celui al curgerii lente a betonului.

Curgerea lentă și contracția betonului majorează rotirea inițială a secțiunii (θ_0) cu o rotire suplimentară (θ_t), axa neutră deplasîndu-se spre fibrele întinse ale secțiunii (fig. 13). Întrucît alungirea fibrei din dreptul armăturii crește în timp mai puțin decît scurtarea betonului din zona comprimată, raportul celor două rotiri nu va fi același cu raportul dintre deformații, adică

$$\frac{\theta_t}{\theta_o} = k\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_o} = k\,\bar{\varphi}_t \tag{10}$$

unde $k < 1$. De aici rezultă că raportul dintre săgeata suplimentară și cea din momentul încărcării va fi mai mic decît caracteristica deformațiilor de durată ($\bar{\varphi}_t$) a betonului folosit. Rezultatele experimentale confirmă această concluzie.

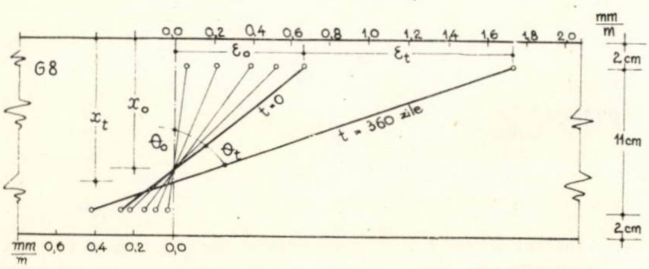


Fig. 13 — Rotirea secțiunii la încărcare și după 360 de zile, la grinda G8

La grinda G8 (fig. 13), $\bar{\varphi}_t = 1{,}58$, în timp ce raportul $f_t/f_0 = 1{,}14$ (tabela 3). Valoarea coeficientului k rezultă 0,72.

C.S.C.A.S. recomandă [6], pentru calculul rigidității elementelor solicitate la încovoiere, relația

$$K = \frac{E_a}{\psi} A_a \beta_1 h_0^2 \tag{11}$$

în care

$$\beta_1 = (1 - \xi)\zeta \tag{12}$$

iar ξ și ζ au expresiile (8) și (9).

Săgețile la încărcare și cele totale, calculate cu expresia de mai sus a rigidității, sînt date, pentru grinzile solicitate la 0,5 M_r, în tabela 4. Față de valorile măsurate, cele calculate sînt în general, mai mari. Diferențe mai însemnate (30—60%) se constată la săgețile din momentul încărcării, în timp ce la săgețile totale, apropierea calculului de realitate poate fi considerată satisfăcătoare (diferențele fiind în medie de 10%).

C.E.B. [8] recomandă pentru rigiditatea la încărcări de scurtă durată, expresia

$$K = E_a\,A_a\,h_0^2\left(1 - 2\mu\,\frac{R_a}{R_b}\right)\left(1 - \frac{2}{3}\,\mu\,\frac{R_a}{R_b}\right). \tag{13}$$

Săgeata (f_0) calculată cu relația (13) este dată în tabela 4, coloana 10, iar diferența procentuală față de valoarea măsurată, în coloana 11.

Pentru sarcinile de lungă durată, efectul contracției și al curgerii lente se ia în considerație, după C.E.B., prin majorarea de trei ori a săgeții inițiale. Valorile astfel calculate (tabela 4, coloana 14) aproximează prin exces, în limitele a 25%, săgeata reală măsurată.

V. CONCLUZII

Analiza comportării grinzilor de beton ușor (avînd raportul $l/h = 20$), armate cu procente uzuale de armare (1—2%), la încărcare și în timp, permite formularea unor concluzii :

a) După un an de menținere sub sarcinile de exploatare, deschiderile fisurilor se dublează față de cele din momentul încărcării, dar valorile lor maxime rămîn mai mici decît 0,2 mm. Densitatea fisurilor, dar mai ales zona fisurată a grinzilor, cresc în timp, contribuind la mărirea săgeții suplimentare.

b) Pentru sarcinile de exploatare, rigiditatea grinzilor încercate s-a dovedit a fi satisfăcătoare, săgeata în momentul încărcării (f_0) fiind mai mică decît 1/350 din deschidere. După 450 de zile de menținere sub sarcini, săgețile totale (f) au devenit mai mari decît $l/200$, valoare limită admisă de C.S.C.A.S. pentru grinzile de beton greu. Ca urmare, recomandăm ca înălțimea grinzilor simplu rezemate de beton ușor, cînd nu se face un calcul special la deformații, să se ia cel puțin $l/15$.

Raportul dintre săgețile suplimentare (înregistrate după 15 luni de menținere sub sarcini) și cele inițiale variază între 1,5 și 2,5, valori asemănătoare (sau chiar mai mici) decît cele stabilite la betonul greu.

c) Avînd în vedere alura curbelor de variație a săgeților în timp, pentru diferite trepte de încărcare a grinzilor încercate (fig. 10), se poate anticipa că fenomenele de durată (și în primul rînd cel de curgere lentă) sînt *calitativ* aceleași pînă la o treaptă de încărcare egală cel puțin cu 75% din cea de rupere. Ar rezulta deci că, pentru aceeași marcă de beton, domeniul curgerii lente liniare este mai extins la betoanele ușoare cu agregate poroase artificiale, decît la betoanele grele obișnuite.

d) Particularitățile comportării betoanelor ușoare studiate, față de cele grele, în ceea ce privește starea de fisurare și de deformație, la încărcare și în timp, nu sînt de natură de a împiedica, ci, dimpotrivă, recomandă (avînd în vedere avantajul reducerii greutății proprii a construcțiilor) folosirea agregatelor artificiale și în primul rînd a argilei expandate (granulitul) la realizarea construcțiilor de beton armat.

Bibliografie

[1] L'Hermite R.— *Que savons nous de la deformation plastique et de fluage du beton* , Annales ITBTP, martie—aprilie, 1965.

[2] Tertea I.— *Contribuții la studiul rigidității de durată a elementelor încovoiate din beton armat*, Teză de doctorat, 1962, Institutul politehnic Timișoara.

[3] Tertea I., Costea A. — *Participarea betonului întins la definirea rigidității de durată a elementelor încovoiate de beton armat*, Buletinul științific al Institutului politehnic Cluj, nr. 8, 1965.

[4] Tertea I., Mârșu O. — *Observații asupra deformațiilor de durată ale betoanelor ușoare cu agregate poroase*, Lucrări științifice, Institutul politehnic Cluj, 1959.

[5] Evans R.H., Paterson W.S.— *Long term deformation characteristics of Lytag lightweight—aggregate concrete*, Structural Engineer, vol. 45, nr. 1, 1967.

[6] C.S.C.A.S.— *Normativ condiționat pentru calculul construcțiilor la stările limită* (*P*.8—62), București, Editura tehnică, 1963.

[7] Lutz L.A., Sharma N.K., Gergely P.— *Increase in Crack Width in Reinforced Concrete Beams Under Sustained Loading*, ACI Journal, vol. 64, nr. 9, 1967.

[8] Comité Européen du Béton (CEB) — *Recommandations pratiques unifiées pour le calcul et l'execution des ouvrages en beton armé*, Paris, 1964.

[9] ACI Committee 435 — *Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members.* ACI Journal, nr. 6, 1966.

CALCULUL GRINZILOR COMPUSE OŢEL-BETON ÎN DOMENIUL PLASTIC

Conf. dr. ing. **Valentin Bota**
Institutul politehnic Timișoara

Teoriile privind calculul structurilor compuse oțel-beton în domeniul elastic permit o apreciere suficient de exactă a stării de eforturi unitare rezultate din încărcările de exploatare, însă nu permit aprecierea corectă a coeficientului real de siguranță.

Este cunoscut și acceptat de toți cercetătorii că o dimensionare rațională a structurilor se realizează numai luîndu-se în considerare stadiile limită ale capacității portante. Unul dintre aceste stadii este stadiul limită de rezistență, care pentru încărcări statice se atinge prin apariția unui număr de articulații plastice care transformă structura parțial sau total într-un mecanism. Extinderea acestor teorii la structurile compuse oțel-beton necesită cunoașterea momentului plastic.

În acest articol se va trata problema calculului momentului plastic al grinzilor compuse oțel-beton simplu rezemate supuse la încărcări statice.

I. PRINCIPALELE IPOTEZE SIMPLIFICATOARE UTILIZATE ÎN LITERATURĂ

În alcătuirea grinzilor compuse oțel-beton intră oțelul, sub formă de oțel laminat, betonul armat, sub formă de dale monolite sau prefabricate, și elementele de legătură (de oțel) dintre grinda de oțel și dala de beton armat. Comportarea reală a unei grinzi compuse oțel-beton depinde de comportarea celor trei elemente componente.

Teoriile de calcul în domeniul plastic au la bază unele din următoarele ipoteze simplificatoare :

1. Pentru determinarea momentului plastic de încovoiere se consideră grinzile supuse la încovoiere pură ($T = 0$).

2. Se acceptă și în domeniul plastic valabilitatea ipotezei lui Bernoulli, că secțiunile plane rămîn plane și după deformare; distribuția deformațiilor pe înălțimea secțiunii este liniară.

3. Betonul întins nu rezistă la eforturi unitare de întindere, care pot apărea în cazul cînd axa neutră se află în dala de beton armat.

4. Eforturile unitare de compresiune din beton au o distribuție după o lege presupusă cunoscută (triunghiulară, dreptunghiulară, parabolică etc.).

5. Efortul unitar maxim de compresiune din beton, corespunzător plasticizării secțiunii, se exprimă în funcție de rezistența betonului determinată pe cuburi, prisme, cilindri sau rezistența la compresiune din încovoiere.

6. Scurtarea fibrei superioare a dalei de beton armat, la dezvoltarea momentului plastic, este presupusă constantă de unii cercetători și variabilă cu rezistența betonului, de alții.

7. Eforturile unitare din grinda de oțel executată din oțel normal se stabilesc pe baza curbei caracteristice a oțelului.

8. Alunecarea între grinda de oțel și dala de beton armat este considerată zero de unii cercetători și variind după o lege oarecare de alții.

9. În general, nu se introduce în calcul capacitatea de rotire a secțiunii în momentul ruperii, care poate limita gradul de plasticizare al secțiunii.

Înainte de precizarea ipotezelor de bază admise în lucrare, prezentăm cîteva considerații critice asupra curbei caracteristice a oțelului, asupra distribuției eforturilor unitare în betonul comprimat și asupra capacității de rotire a secțiunilor grinzilor compuse oțel-beton.

Curba caracteristică a oțelului moale cu palier distinct de curgere — OL 38 — utilizat curent în construcții, determinată pe epruvete supuse la întindere, are forma din figura 1 *a* și prezintă caracteristicile :

$$\varepsilon_r = 25 \sim 30\,\%,\ \text{raportul}\ \sigma_{cs}/\sigma_c = 1{,}25,\ \varepsilon_c = 0{,}114\,\%$$

$$(\sigma_c = 2400\ \text{kgf/cm}^2)\ \text{și}\ \varepsilon'_c = 20\ \varepsilon_c.$$

Această curbă caracteristică reală este înlocuită cu cea teoretică din figura 1 *b*. La calculul construcțiilor de oțel în domeniul plastic se utilizează curba caracteristică simplificată (fig. 1 *c*), deoarece în momentul cînd fibrele extreme ale grinzii de oțel au atins deformația specifică ε'_c, lucrează în domeniul elastic numai 1/20 din înălțimea grinzii de oțel (fig. 2 *a*). Valoarea momentului plastic, determinat considerînd plasticizată întreaga secțiune (fig. 2 *c*), diferă foarte puțin față de cea corespunzătoare diagramei de eforturi unitare din figura 2 *b*. În scopul simplificării calculelor se acceptă plasticizarea completă a secțiunii.

Curba caracteristică (fig. 1 *c*) corespunde încercărilor efectuate pe epruvete de întindere. Curba caracteristică reală a grinzii laminate sau asamblate prin sudură din tablă prezintă o modificare înainte de atingerea limitei de curgere, cele două drepte racordîndu-se cu o curbă. Această modificare se datorează eforturilor reziduale din laminare sau din sudură. Avînd în vedere capacitatea mare de rotire a secțiunii în momentul dezvoltării articulației plastice, această modificare a curbei caracteristice nu influențează sensibil valoarea momentului plastic, zona modificată fiind aproape de axa neutră.

Efortul unitar maxim de compresiune din beton, rezultat din solicitări de încovoiere, corespunzător plasticizării secțiunii este raportat, fie la rezistența betonului determinată pe cuburi sau cilindri, fie la rezistența la compresiune din încovoiere. Rüsch [1] propune a se lua $\sigma = 0{,}82\ R_b$ la B 200 și $\sigma = 0{,}80\ R_b$ la B 500, iar Bernard-Johnson [3] recomandă $\sigma_m = 0{,}86\ R_b$. În țara noastră se utilizează re-

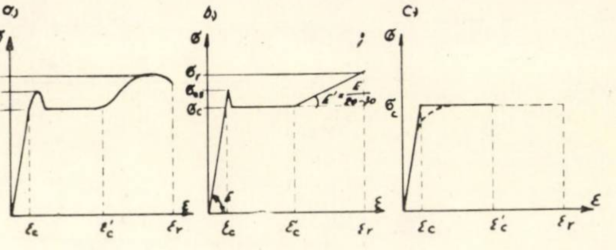
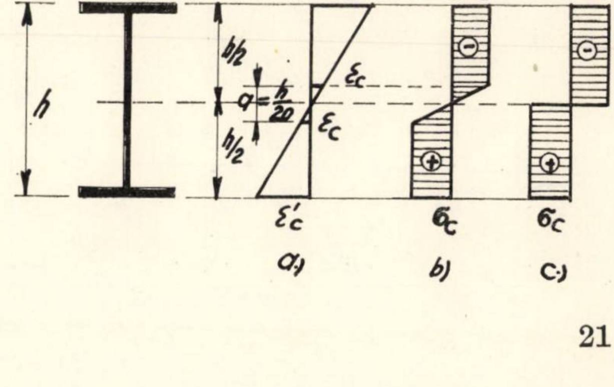


Fig. 1

Fig. 2



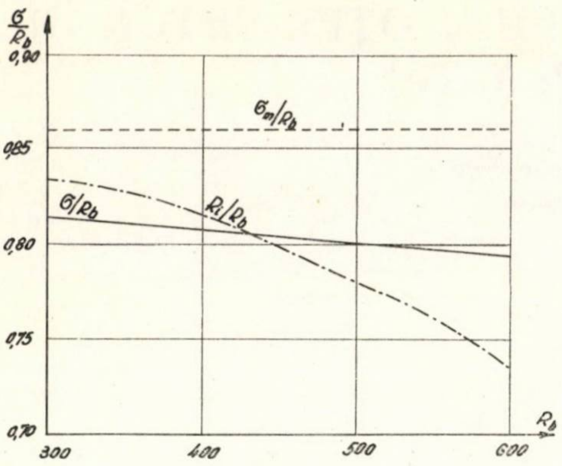


Fig. 3

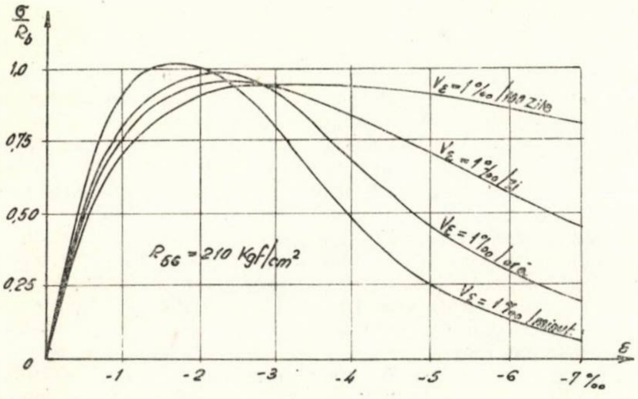


Fig. 4

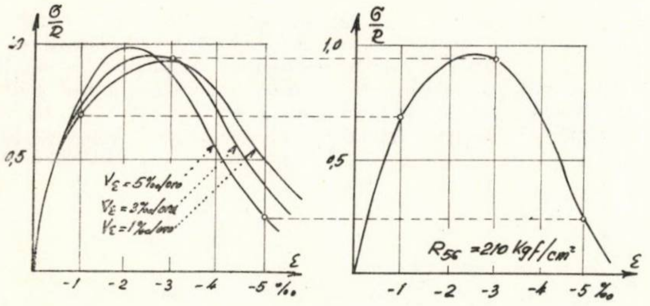
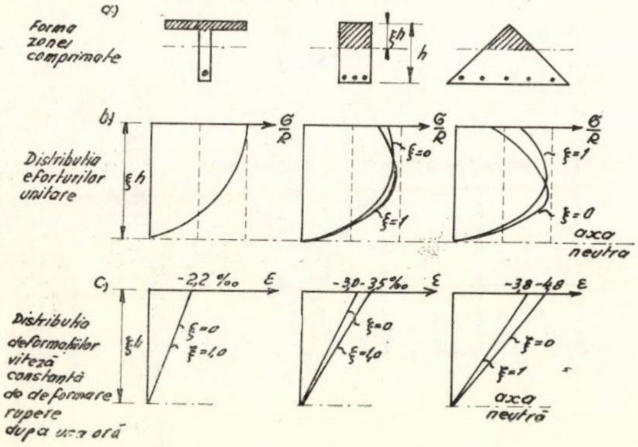


Fig. 5

Fig. 6


a)
Forma zonei comprimate
ξh
h
b)
Distribuția eforturilor unitare
σ/R
ξ=0
ξ=1
axa neutră
c)
-2,2 ‰
-3,0-3,5‰
-3,8-4,8
ε
Distribuția deformațiilor viteză constantă de deformare rupere după o oră
ξ=0
ξ=1,0
ξh

zistența betonului la compresiune din încovoiere dată de Gvozdev prin relația:

$$R_i = 1,25\, R_{pr} = 1,25\, \frac{1300 + R_b}{1450 + 3R_b}\, R_b \qquad (1)$$

Diferențele maxime între aceste valori sînt de 4 % la B 300 și de 9 % la B 600. Din figura 3 rezultă o apropiere mai bună între valorile date de Rüsch și Gvozdev; valorile lui R_i reprezintă un procent mai mare din R_b la mărcile inferioare și unul mai mic la mărcile superioare. Întrucît normele de calcul al elementelor de beton armat se bazează pe rezistența la compresiune din încovoiere a betonului, se propune ca și pentru calculul grinzilor compuse oțel-beton să se accepte ca efort unitar maxim de compresiune în beton R_i.

Legea de distribuție a eforturilor unitare în dala de beton armat comprimat este mai puțin cunoscută. În prezent se fac experimentări cu scopul de a preciza influența armăturii din dală asupra curbei caracteristice $\sigma - \varepsilon$ și a formei distribuției eforturilor unitare pe secțiune [5].

Cercetările mai recente [1, 2, 3] arată că există o legătură între curba caracteristică a betonului și forma distribuției eforturilor unitare pe zona comprimată a dalei de beton. Stabilirea curbei caracteristice a betonului este mai dificilă, deoarece legătura dintre eforturi și deformații mai depinde și de viteza de creștere a deformațiilor în timpul încercării (fig. 4). Rüsch propune a se stabili o curbă caracteristică corespunzătoare valorilor minime rezultate pe baza vitezelor de creștere a deformațiilor de 1,3 și $5^0/_{00}$ pe oră (fig. 5). Legătura dintre deformații și distribuția eforturilor unitare de compresiune în beton, pentru diferite forme de secțiuni, în cazul vitezei de deformare constantă, rezultă din figura 6. Pe baza acestor studii, Rüsch propune a se utiliza curba caracteristică cu o porțiune parabolică (fig. 7) legată direct de deformațiile betonului. Prin aceasta se admite o deformație specifică de rupere a betonului independentă de marcă, ceea ce nu corespunde realității. Dintre toate relațiile care stabilesc deformația specifică de rupere a betonului, valorile cele mai bune se obțin cu relația:

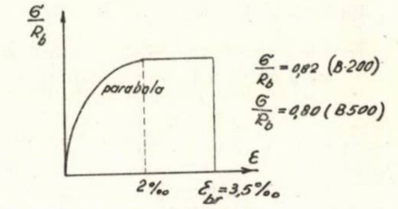


Fig. 7

$$\varepsilon_{br} = 0,004 - 2,2\, \frac{R_b}{10^6} \qquad (2)$$

dată în [4] și confirmată de lucrarea [3].

În cazul elementelor supuse la încovoiere, rezistența de rupere la compresiune a betonului (R_b) trebuie să se înlocuiască, în relația (2), prin rezistența de rupere a betonului la compresiune din încovoiere (R_i), încît relația devine:

$$\varepsilon_{br} = 0,004 - 2,2\, \frac{R_i}{10^6} \qquad (2\ a)$$

Din tabela 1 rezultă că deformația specifică ε_{br} variază între $3,45^0/_{00}$ pentru B 300 și $3,03^0/_{00}$ pentru B 600 avînd valori mai mari decît cele date în figura 5 pentru secțiunea în T.

În lucrarea [3] se acceptă o distribuție a eforturilor unitare în beton identică cu forma curbei caracteristice a betonului, stabilind pentru fiecare caz în parte gradul de umplere a dreptunghiului și poziția forței totale din beton. Valorile minime, independente de marca betonului, se acceptă pentru determinarea momentului plastic.

Pentru stabilirea legii de distribuție a eforturilor unitare în zona comprimată de beton se vor analiza comparativ diagramele propuse mai sus cu diagrama rezultată din curba caracteristică simplificată (fig. 8); se admite diagrama deformațiilor din figura 9 b.

Momentul plastic, corespunzător axei neutre în dala de beton, cu grinda de oțel complet plasticizată, este dat de relația:

$$M_p = A_{ot}\,\sigma_c\,(h - y_i - s) \quad (3)$$

Din proiecția pe axa grinzii rezultă:

$$N_{ot} = N_b = by\,\alpha R_i \quad (4)$$

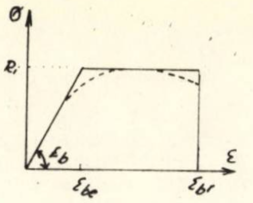


Fig. 8

și

$$y = \frac{A_{ot}\cdot\sigma_c}{\alpha_b R_i} \quad (5)$$

Poziția forței N_b este definită prin mărimea s, care poate fi exprimată sub forma:

$$s' = \xi y = \frac{\xi}{\alpha}\cdot\frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\,R_i} \quad (6)$$

Valoarea lui s' corespunzătoare diagramei din figura 9 *c* este dată de relația:

$$s' = 0{,}75\,\frac{\eta^2 - 4\eta + 6}{(3-\eta)^2}\cdot\frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\sigma} \quad (7)$$

sau

$$s' = \beta'_1\,\frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\sigma} = \beta'\,\frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\,R_i} \quad (7\text{ a})$$

unde:

$$\beta' = 0{,}75\,\frac{\eta^2 - 4\eta + 6}{(3-\eta)^2}\cdot\frac{R_i}{\sigma} \quad (8)$$

Acceptînd pentru raportul σ/R_b o variație liniară în funcție de marca betonului (fig. 3), rezultă valorile lui σ (tabela 1) și valorile lui β' (fig. 10), calculate pentru $\eta = 0{,}57$; $\eta = 1$ și $\eta = 0$. Înlocuind valoarea lui ε_{br} din figura 6 cu cea reală dată de relația (2) și păstrînd $\eta = 0{,}57$, valorile lui β' rămîn nemodificate. Dacă se acceptă $\sigma = R_i$, coeficientul β' este independent de marca betonului și are valoarea $\beta' = 0{,}512$.

În lucrarea [3] se acceptă pentru s valoarea (fig. 9 *d*):

$$s'' = 0{,}54\,\frac{A_{ot}\cdot\sigma_c}{0{,}86\,b\,R_b} = 0{,}628\,\frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\,R_b} \quad (9)$$

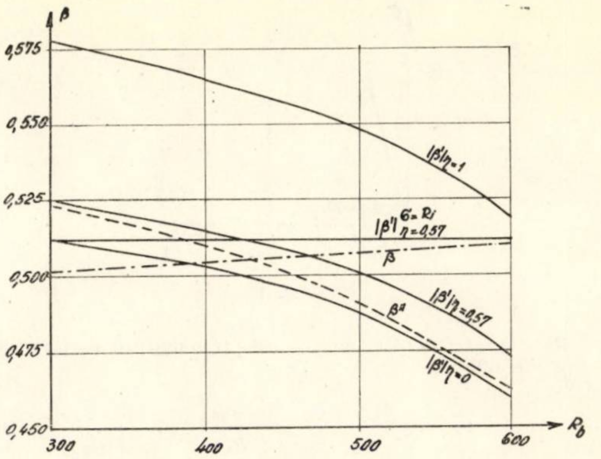


Fig. 10

care poate fi pusă sub forma:

$$s'' = 0{,}628\,\frac{R_i}{R_b}\cdot\frac{A_{ot}\cdot\sigma_c}{b\,R_i} = \beta''\,\frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\,R_i} \quad (9\text{ a})$$

Valorile lui β'' (fig. 10) diferă puțin de cele date de relația (8) cu $\eta = 0{,}57$.

Curbei caracteristice a betonului din figura 8 îi corespunde o diagramă de eforturi unitare (fig. 9 *e*). Poziția forței N_b rezultă din expresia:

$$s = \frac{2}{3}\,\frac{\mu^2 - 3\mu + 3}{(2-\mu)^2}\cdot\frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\,R_i} = \beta\,\frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\,R_i} \quad (10)$$

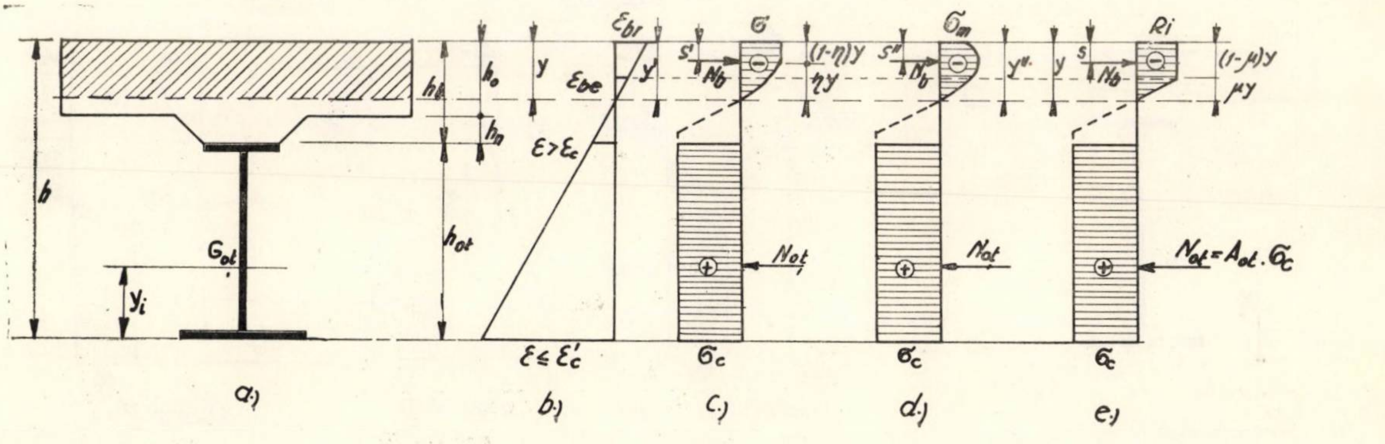
Valorile lui μ și β rezultă, în funcție de marca betonului, din tabela 1 și figura 10. Mărimile lui β diferă la mărcile de beton superior mai sensibil față de cele date de relațiile (8) și (9 *a*), însă sînt aproape identice cu cele rezultate din diagrama parabolică ($\beta' = 0{,}512$), dacă $\sigma = R_i$ (relația 8).

Pentru diagrama dreptunghiulară corespunzătoare pentru $\mu = 0$, $|\beta|_{\mu=0} = 0{,}500$ indiferent de marca betonului, iar pentru diagrama triunghiulară, $\mu = 1$, $|\beta|_{\mu=1} = 0{,}666$.

Acceptarea curbelor $\sigma - \varepsilon$ corespunzătoare unui material ideal elasto-plastic, date în figura 1 *c* pentru oțel și în figura 8 pentru beton, permite păstrarea constantă a coeficientului de echivalență η și în domeniul plastic, limitînd însă valoarea lui R_i la $\eta\,R_i$ și nu la σ_c (fig. 11).

Cu această specificare se poate aplica metoda secțiunii transformate la determinarea momentului plastic, dacă axa neutră cade în grinda de oțel.

Fig. 9



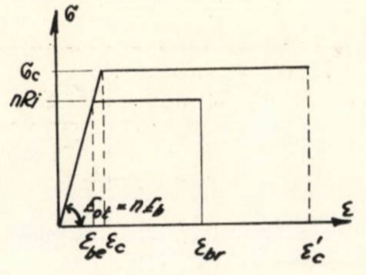


Fig. 11

Poziţia axei neutre, pentru cele trei legi de variaţie, este dată de relaţiile :

$$y' = \frac{3}{3-\eta} \cdot \frac{R_i}{\sigma} \cdot \frac{A_{ot} \cdot \sigma_c}{b\,R_i} = \gamma' \cdot \frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\,R_i} \qquad (10\text{ a})$$

$$y'' = 1{,}39\,\frac{A_{ot}\,\sigma_c}{0{,}86\,bR_b} = \frac{1{,}39}{0{,}86} \cdot \frac{R_i}{R_b} \cdot \frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\,R_i} = \gamma''\,\frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\,R_i} \qquad (10\text{ b})$$

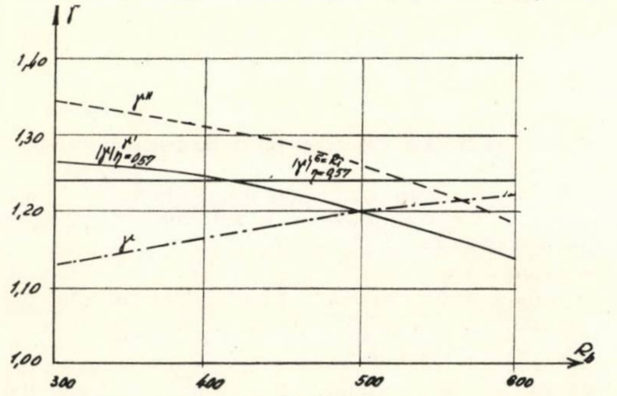


Fig. 12

$$y = \frac{2}{2-\mu} \cdot \frac{A_{ot}\,\sigma_c}{b\,R_i} = \gamma \cdot \frac{A_{ot}\,\sigma_c}{bR_i} \qquad (10\text{ c})$$

Valorile coeficienţilor γ sînt date în figura 12.

Întrucît betonul se distruge prin depăşirea deformaţiei specifice de rupere ($\varepsilon_{br} \cong 3{,}45^0/_{00}$), care are valori mai mici de 7÷8 ori faţă de valorile corespunzătoare terminării palierului de curgere al oţelului, rotirea secţiunilor grinzilor compuse oţel-beton este mai mică decît a grinzilor de oţel sau beton armat.

Pentru o apreciere mai corectă a lui ε_{br} sînt necesare studii suplimentare, care să precizeze influenţa procentului de armare al dalei de beton.

În baza considerentelor de mai sus, în prezenta lucrare se acceptă ipotezele de bază de la punctele 1, 2, 3, completate cu ipotezele :

4 a. Eforturile unitare de compresiune din beton variază după curba caracteristică dată în figura 8.

5 a. Efortul unitar maxim de compresiune din beton este definit prin rezistenţa la compresiune din încovoiere (R_i) dată de relaţia (1).

6 a. Scurtarea fibrei superioare a dalei de beton în momentul ruperii, dependentă de marca betonului, se determină cu relaţia (2 a).

7 a. Curba caracteristică a oţelului, simplificată, este indicată în figura 1 c.

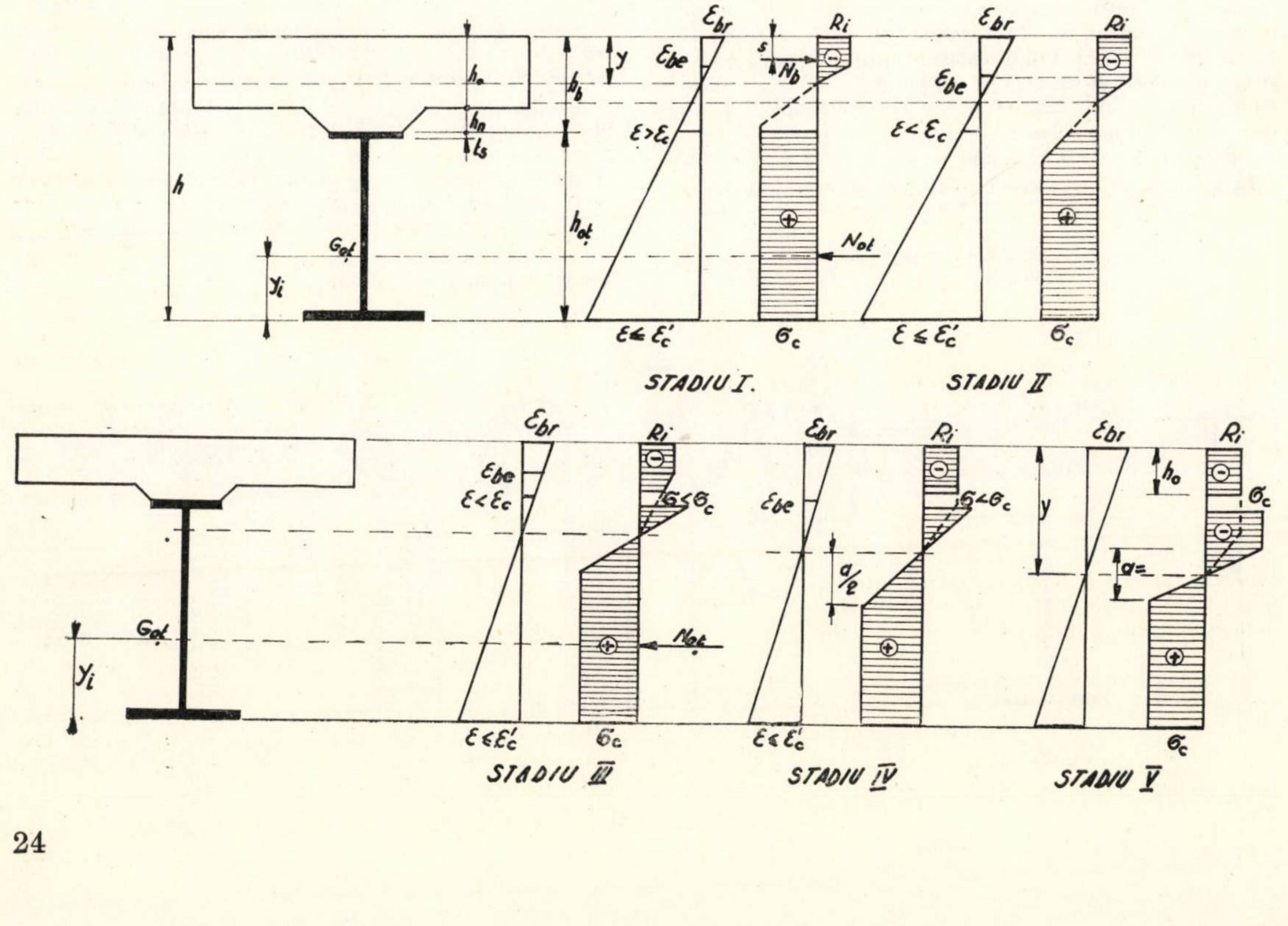
8 a. Se consideră că între dala de beton armat şi grinda de oţel nu se produce nici o alunecare pînă în momentul ruperii.

9 a. Rotirea secţiunii în momentul ruperii este limitată de deformaţia specifică de rupere a betonului (ε_{br}), încît secţiunea de oţel nu este complet plasticizată totdeauna.

II. STADII LIMITĂ DE PLASTICIZARE A SECŢIUNII COMPUSE OŢEL-BETON

În baza legăturilor dintre deformaţii şi eforturile unitare acceptate pentru acest studiu sînt posibile cinci stadii limită de plasticizare a secţiunii :

Fig. 13



Stadiul I — axa neutră în dala de beton, grinda de oţel complet plasticizată (fig. 13).

Din condiţia ca secţiunea de oţel să fie complet plasticizată rezultă poziţia axei neutre :

$$y \leqslant \frac{\varepsilon_{br}}{\varepsilon_c + \varepsilon_{br}} h_b = \psi\, h_b \tag{12}$$

Valorile coeficientului ψ sînt date în tabela 2.

Dacă dala este prevăzută cu o îngroşare deasupra grinzii de oţel, în cazul cînd axa neutră se află la faţa inferioară a dalei, pentru ca grinda de oţel să fie complet plasticizată, mărimea îngroşării trebuie să fie :

$$h_n = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{br}} h_o = \lambda h_o \tag{13}$$

Stadiul II — axa neutră în dala de beton, talpa superioară a grinzii de oţel parţial plasticizată (fig. 13). În acest caz, poziţia axei neutre este cuprinsă între :

$$\psi h_b \leqslant y \leqslant h_b \tag{14}$$

În cazul cînd $y = h_b$, efortul unitar din talpa superioară a grinzii de oţel este nul, iar cînd $y = h_o$ şi $h_n = \lambda h_o$, efortul unitar din talpa superioară a grinzii de oţel atinge limita de curgere.

Dacă dala are îngroşare deasupra grinzii de oţel, care nu respectă relaţia (13), axa neutră poate să treacă prin aceasta şi diagrama de eforturi unitare din beton poate fi trapezoidală.

Stadiul III — axa neutră în grinda de oţel cu talpa superioară parţial plasticizată, dala de beton cu diagramă trapezoidală (fig. 13). Acest caz apare cînd :

$$h_b \leqslant y \leqslant \varphi(h_b + t_s)$$

sau :

$$y \leqslant \frac{\varepsilon_{br}}{\varepsilon_{br} - \varepsilon_{be}} h_o = \theta h_o \tag{15}$$

Dacă $h_o = \dfrac{h_b}{1 + \lambda}$, condiţia a doua devine :

$$y \leqslant \frac{\theta}{1 + \lambda} h_b$$

şi se observă că domeniul de valabilitate al acestui stadiu este foarte restrîns.

Stadiul IV — axa neutră în grinda de oţel cu talpa superioară parţial plasticizată, dala de beton cu diagramă dreptunghiulară (fig. 13 *d*). Acest caz apare cînd :

$$h_b \leqslant y \leqslant (h_b + t_s) \tag{16}$$

sau :

$$y \geqslant \theta h_o$$

Stadiul V — axa neutră în grinda de oţel, cu inima parţial plasticizată, dala de beton cu diagramă dreptunghiulară (fig. 13). Din condiţia de deformaţie rezultă :

$$y \geqslant \varphi(h_b + t_s) \tag{16 a}$$

$$y \geqslant \theta h_o$$

Remarcăm că aceste domenii de valabilitate ale celor cinci stadii de solicitare corespund grinzii compuse oţel-beton, fără luarea în considerare a armăturii din dala de beton armat.

Domeniile de valabilitate ale celor cinci stadii sînt reprezentate în figura 14.

Înălţimea sîmburelui elastic al inimii grinzii de oţel rezultă :

$$a = 2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{br}} y = 2\lambda y, \tag{17}$$

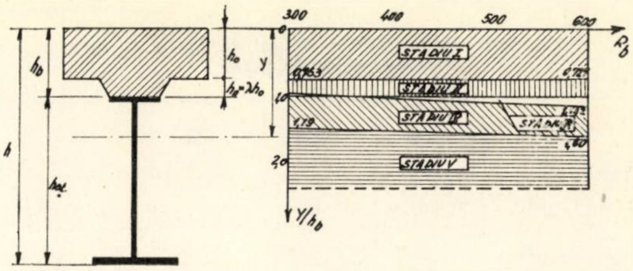


Fig. 14

valoare, pentru $y = h/2$, mai mare de cca 7,5 ori faţă de cea corespunzătoare grinzilor de oţel. În acest caz se impune verificarea erorii comise prin considerarea diagramei dreptunghiulare pe întreaga secţiune de oţel.

Din examinarea celor cinci stadii de lucru rezultă că utilizarea raţională a materialului se obţine pentru stadiile I şi V, cînd ambele materiale pot fi utilizate la maximum. Întrucît stadiul III are un domeniu de valabilitate foarte restrîns, nu va fi tratat în mod separat ; diagrama compresiunilor din beton putînd fi asimilată cu una dreptunghiulară, acest stadiu se poate asimila cu stadiul IV.

III. MOMENTUL PLASTIC ÎN STADIUL I

Expresia momentului plastic (M_{pl}) se determină pentru cazul general, cînd se ia în considerare şi armătura dalei din beton armat (fig. 15 *a*, *b*, *c*).

Poziţia axei neutre rezultă exprimînd echilibrul forţelor interioare pe axa grinzii :

$$y = \frac{A_{ol}\,\sigma_c - A_a\,\sigma_a}{\alpha\, b\, R_i} \tag{18}$$

Valorile lui α sînt date în tabela 1, în funcţie de marca betonului. Cînd se atinge deformaţia de rupere a betonului (ε_{br}), armătura dalei lucrează, în general, în domeniul plastic. Pentru a stabili starea de efort din armătură se aplică relaţia :

$$\sigma_a = \varepsilon_a E_a = \frac{y - a}{y} \varepsilon_{br} E_a \leqslant \sigma_{ca} \tag{19}$$

Întrucît, iniţial, nu se cunoaşte valoarea lui σ_a, poziţia axei neutre se determină în ipoteza că armătura a atins limita de curgere ($\sigma_a = \sigma_{ca}$). Dacă, însă, σ_a determinat cu relaţia (19) este mai mic decît σ_{ca}, se recalculează poziţia axei neutre.

Cunoscînd poziţia axei neutre, valoarea momentului plastic, în baza notaţiilor din figura 15, rezultă sub forma :

$$M_{pl} = A_{ol} \cdot \sigma_c (h - y_i - s) + A_a\, \sigma_a (s - a) \tag{20}$$

Poziţia forţei de compresiune din beton este definită prin distanţa *s*, care se determină cu relaţia (10) sau cu relaţia $s = \delta y$, valorile lui δ variind în funcţie de marca betonului (tabela 1).

Scurtarea specifică a fibrei superioare de beton se exprimă în funcţie de curbură, prin relaţia :

$$\varepsilon_b = \frac{1}{\rho} y \tag{21}$$

În domeniul elastic se determină uşor valoarea curburii şi apoi valoarea reală a lui ε_b. Determinarea curburii corespunzătoare momentului plastic este mai dificilă, deoarece se modifică rigiditatea barei (*EJ*). Curbura corespunzătoare dezvoltării momentului plastic se determină cu relaţia (21) în care se introduce valoarea lui ε_{br} dată de relaţia (2) şi *y* dat de relaţia (18).

Tabela 1

Coeficienţii care definesc modul de lucru al zonei comprimate de beton

Marca betonului	B 300	B 400	B 500	B 600
E_b(kgf/cm^2)	315 000	350 000	370 000	400 000
R_i(kgf/cm^2)	250	325	390	440
0,8 R_b	240	320	400	480
σ/R_b	0,814	0,807	0,800	0,793
σ	244	323	400	476
$\varepsilon_{br}{}^0/_{00}$	3,450	3,290	3,140	3,030
$\varepsilon_{be}{}^0/_{00}$	0,794	0,930	1,055	1,100
μ	0,230	0,282	0,336	0,363
α	0,885	0,856	0,832	0,818
β	0,502	0,505	0,507	0,510
δ	0,445	0,432	0,422	0,417

Tabela 2

Coeficienţii care definesc stadiile de lucru ale grinzilor compuse oţel-beton

Marca betonului	B 300	B 400	B 500	B 600
ε_c	0,00114	0,00114	0,00114	0,00114
ε_{br}	0,00345	0,00329	0,00314	0,00303
ε_{be}	0,000794	0,00093	0,001055	0,00110
ψ	0,753	0,743	0,734	0,727
λ	0,330	0,346	0,363	0,376
θ_v	1,295	1,390	1,510	1,570
$\partial_v/1+\lambda$	0,975	1,035	1,108	1,142
φ	1,490	1,530	1,570	1,600

IV. MOMENTUL PLASTIC ÎN STADIUL II

Stadiul II diferă de stadiul I prin faptul că talpa superioară a grinzii de oţel şi o parte din inima acesteia lucrează în domeniul elastic (fig. 15 *d*). Poziţia unei axe neutre rezultă din echilibrul forţelor interioare:

$$A_{ot}\,\sigma_c - A_s\left[\sigma_c - \frac{\sigma_s^s + \sigma_s^i}{2}\right] - \frac{1}{2}\,th_e\,(\sigma_c - \sigma_s^i) \qquad (22)$$

$$- A_a\,\sigma_a - \alpha byR_i = 0$$

unde:

$$h_e = \frac{1}{\psi}\cdot y - (h_b + t_s)$$

$$\sigma_s^s = E_{ot}\,\varepsilon_s^s = \frac{h_b - y}{y}\,\varepsilon_{br}\,E_{ot} \qquad (23)$$

$$\sigma_s^i = E_{ot}\,\varepsilon_s^i = \frac{h_b + t_s - y}{y}\,\varepsilon_{br}\,E_{ot}$$

Introducînd notaţiile (23) în ecuaţia (22), se obţine ecuaţia axei neutre:

$$-\left[\frac{t}{2\,\psi}\,(\sigma_c + \varepsilon_{br}\,E_{ot}) + \alpha\,b\,R_i\right]y$$

$$+\frac{\varepsilon_{br}\,E_{ot}}{2}\,[A_s\,(2h_b + t_s) - t(h_b + t_s)^2]\,\frac{1}{y} \qquad (24)$$

$$+ (A_{ot} - A_s)\,\sigma_c + \frac{1}{2}(h_b + t_s)\,t\sigma_c - A_a\,\sigma_a$$

$$+ \varepsilon_{br}\,E_{ot}\left[\frac{t}{2}\,(h_b + t_s)\left(1 + \frac{1}{\psi}\right) - A_s\right] = 0$$

Dacă axa neutră este situată în nervura de îngroşare a dalei, care în general nu se introduce în calcul, la relaţia (24) se adună:

$$+\frac{1}{2\mu}\left(y - 2h_o + \frac{h_o^2}{y}\right)bR_i \qquad (25)$$

Cunoscînd poziţia axei neutre, expresia momentului plastic, în baza notaţiilor din figurile 15 *e, f*, are forma:

$$M_{pII} = M_{pI} + \Delta M_{pII} \qquad (26)$$

unde:

M_{pI} reprezintă momentul plastic corespunzător stadiului I, determinat cu valoarea lui y dată de ecuaţia (24) sau (24) + (25), şi

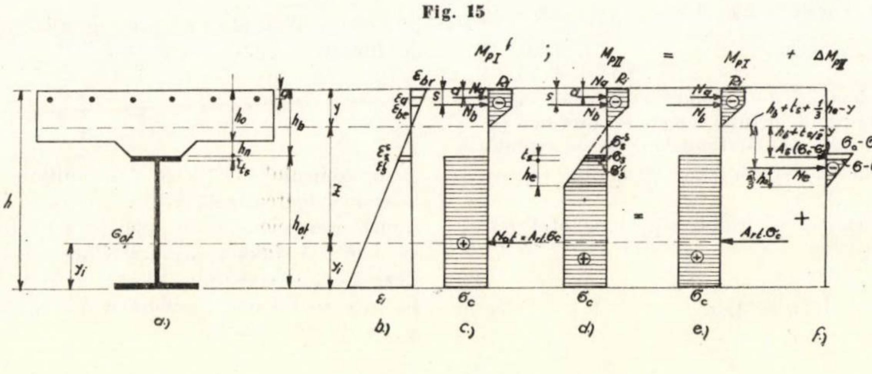
$$\Delta M_{pII} = -\frac{A_s}{2}(2\sigma_c - \sigma_s^s - \sigma_s^i)(h_b + t_{s/2} - s) \qquad (27)$$

$$-\frac{th_e}{2}\,(\sigma_c - \sigma_s^i)\left(h_b + t_s + \frac{1}{3}\,h_e - s\right)$$

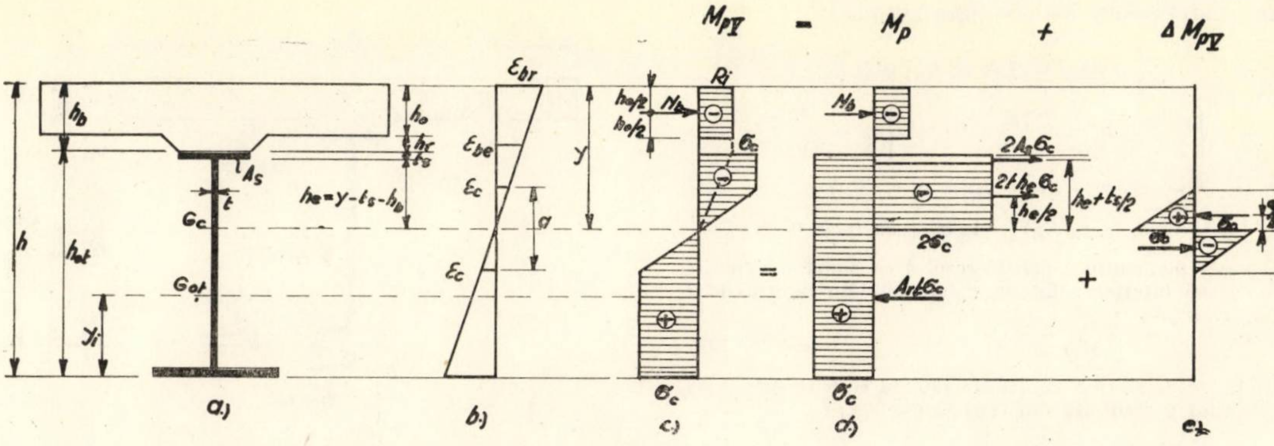
Dacă axa neutră este situată în nervura de îngroşare, la relaţia (27) se adună:

$$-\frac{1}{2}\,\frac{(y - h_o)^2}{\mu y}\left(\frac{2}{3}\,h_o + \frac{1}{3}\,y - s\right)bR_i \qquad (27\text{ a})$$

Fig. 15



M_{pI} ; M_{pII} = M_{pI} + ΔM_{pII}
ε_{br}
ε_{be}
N_a
N_b
R_i
s
h_o
h_b
h_a
t_s
y
z
h
h_{ot}
y_i
G_{ot}
ε_s^s
ε_s^i
t_s
h_e
σ_s^s
σ_s^i
$N_{ot} = A_{ot}\sigma_c$
$A_{ot}\sigma_c$
$h_b + t_s + \frac{1}{3}h_e - y$
$h_b + t_{s/2} - y$
$A_s(\sigma_c - \sigma_s^i)$
$\sigma_c - \sigma_s^s$
$\sigma_c - \sigma_s^i$
$\frac{1}{3}A_s$
=
+
ε
σ_c
σ_c
σ_c
a)
b)
c)
d)
e)
f)



M_{pV} = M_p + ΔM_{pV}
h_b
A_s
t
h
h_{ot}
G_c
G_{ot}
y_i
h_o
h_c
t_s
$h_e = y - t_s - h_b$
ε_{br}
ε_{be}
ε_c
y
a
$h_o/2$
N_b
R_i
σ_c
$2A_s\sigma_c$
$2t h_e \sigma_c$
$h_e/2$
$h_e + t_s/2$
$2\sigma_c$
$A_{ot}\sigma_c$
a)
b)
c)
d)
e)

Fig. 16

Valoarea maximă a lui ΔM_{pII} are loc cînd $y = h_b$. Pentru această situaţie se poate accepta :

$$\sigma_s^s = \sigma_s^i = 0$$

V. MOMENTUL PLASTIC ÎN STADIUL V

În acest stadiu de solicitare, dala de beton armat şi tălpile grinzii de oţel sînt complet plasticizate, lucrînd în domeniul elastic numai o zonă din inima grinzii de oţel (fig. 16). În acest stadiu, armătura dalei a atins limita de curgere şi se va lua $\sigma_a = \sigma_{ca}$. În cazul utilizării ca armătură a unor oţeluri superioare, după determinarea axei neutre se va verifica şi efortul unitar din armătură cu relaţia (19), pentru a stabili dacă a atins sau nu limita de curgere. Din condiţia de compatibilitate a deformaţiilor rezultă înălţimea inimii grinzii de oţel care lucrează în domeniul elastic, dată de relaţia (17). Diagrama de eforturi unitare reală (fig. 16 *c*) poate fi înlocuită cu suma diagramelor din figurile 16 *d* şi *e*.

Poziţia axei neutre, dedusă din echilibrul forţelor interioare proiectate pe axa grinzii, se scrie sub forma :

$$y = \frac{1}{2t}\left(A_{ot} - 2\,A_s - A_a\frac{\sigma_a}{\sigma_c} - bh_o\frac{R_i}{\sigma_c}\right) + (h_b + t_s) \tag{28}$$

Momentul plastic corespunzător stadiului V de solicitare rezultă din relaţia :

$$M_{pV} = M_p + \Delta M_{pV} \tag{29}$$

unde M_p reprezintă momentul plastic corespunzător plasticizării complete a secţiunii (fig. 16 *d*), iar ΔM_{pV} reprezintă reducerea momentului datorită părţii de inimă a grinzii de oţel care lucrează în domeniul elastic (fig. 16 *e*).

Exprimînd momentele forţelor interioare în raport cu axa neutră, rezultă :

$$M_p = bh_oR_i\,(y - h_{o/2}) + A_a\,\sigma_a\,(y - a) +$$

$$2\,A_s\sigma_c(y - h_b - t_{s/2}) + 2t\,\sigma_c\,(y - h_b - t_s)^2 \tag{30}$$

$$+\,A_{ot}\,\sigma_c\,(h - y_i - y)$$

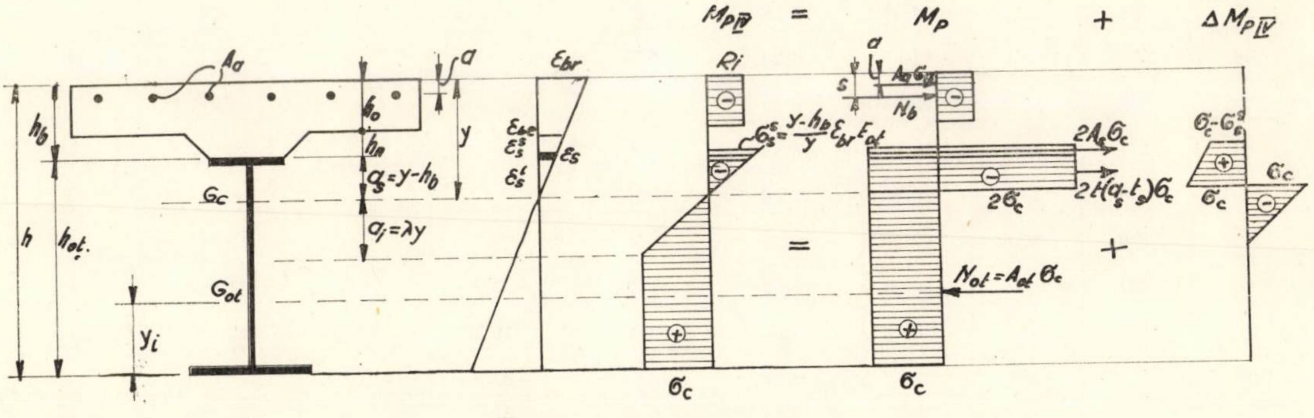
$$\Delta M_V = -\frac{1}{3}\,t\,\sigma_c\,\lambda^2\,y^2$$

În lucrarea [3] se recomandă determinarea momentului plastic pentru stadiul V, considerînd secţiunea de oţel complet plasticizată (fig. 16 *d*), aplicînd o reducere a rezistenţei betonului de 20%.

VI. MOMENTUL PLASTIC ÎN STADIUL IV

În comparaţie cu stadiul V, în acest stadiu, partea superioară a grinzii de oţel lucrează în domeniul elastic (fig. 17). Distribuţia reală a eforturilor unitare (fig. 17 *c*) se înlocuieşte cu suma celor din figurile 17 *d* şi *e*.

Fig. 17



M_{pIV} = M_p + ΔM_{pIV}
A_a
a
h_b
h_o
h_a
$a_s = y - h_b$
$a_i = \lambda y$
y
h
h_{ot}
G_c
G_{ot}
y_i
ε_{br}
ε_{be}
ε_s^s
ε_s^i
ε_s
R_i
s
$A_a\sigma_a$
N_b
$\sigma_s^s = \frac{y - h_b}{y}\varepsilon_{br}E_{ot}$
$2A_s\sigma_c$
$2\sigma_c$
$2t(a_s - t_s)\sigma_c$
$N_{ot} = A_{ot}\sigma_c$
$\sigma_c - \sigma_s^s$
σ_c
a)
b)
c)
d)
e)

Axa neutră rezultă din rezolvarea ecuației :

$$\begin{aligned}&\frac{t}{2}\left[\sigma_c(2+\lambda)+\varepsilon_{br}E_{ot}\right]y+\\&\left[(h_b+t_s)^2\frac{t}{2}-(h_b+t_{s/2})A_s\right]\varepsilon_{br}E_{ot}\frac{1}{y}\\&-A_{ot}\sigma_c-t(h_b+t_s)(\sigma_c+\varepsilon_{br}E_{ot})\\&+A_s(\sigma_c+\varepsilon_{br}E_{ot})+A_a\sigma_a+bh_oR_i=0\end{aligned} \tag{31}$$

Expresia momentului plastic rezultă ca sumă a momentelor forțelor interioare date de diagramele din figurile 17 *d* și *e*, sub forma :

$$M_{pIV}=M_p+\Delta M_{pIV} \tag{32}$$

unde M_p se determină cu relația (30) în care se introduce valoarea lui y rezultată din ecuația (31), și :

$$\begin{aligned}\Delta M_{pIV}=&-\frac{1}{3}t\lambda^2y^2\sigma_c-\frac{1}{2}t(y-h_b-t_s)^2\times\\&\times\left(\sigma_c-\frac{2}{3}\sigma_s^i\right)\\&-A_s(y-h_b-t_{s/2})(\sigma_c-\sigma_s)\end{aligned} \tag{33}$$

unde :

$$\sigma_s=(y-h_b-t_{s/2})\,\varepsilon_{br}E_{ot}\frac{1}{y} \tag{34}$$

$$\sigma_s^i=(y-h_b-t_s)\,\varepsilon_{br}E_{ot}\frac{1}{y}$$

Valoarea maximă a reducerii momentului plastic se obține cînd axa neutră cade în axa tălpii superioare a grinzii de oțel, avînd : $\sigma_s\approx\sigma_s^i=0$.

Pentru acest caz particular, reducerea momentului devine :

$$\Delta M_{pIV}=-\frac{1}{3}t\lambda^2(h_b+t_{s/2})^2\sigma_c \tag{33 a}$$

Relația (33 a) este valabilă numai dacă dala de beton are repartiția eforturilor unitare dreptunghiulară, adică $h_n\geqslant\lambda h_o$.

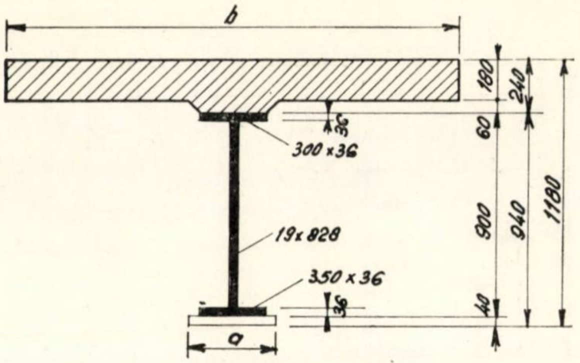


Fig. 18

VII. INFLUENȚA FACTORILOR ΔM

Calculul momentului plastic pentru stadiile I și V este foarte simplu și expeditiv.

Relațiile de calcul ale momentului plastic în stadiile II și IV sînt mai complexe și necesită un volum de calcul mai mare.

Pentru determinarea poziției axei neutre este necesară rezolvarea unor ecuații de gradul doi (24) sau (31), iar pentru determinarea valorilor ΔM date de relațiile (27) și (33) sînt necesare calcule numerice suplimentare.

Pentru simplificarea calculelor se va analiza influența procentuală a factorului ΔM pentru diferitele stadii de lucru în domeniul plastic al grinzilor compuse oțel-beton. Se consideră secțiunea din figura 18, cu grinda de oțel nesimetrică, avînd pe talpa inferioară o platbandă cu lățimi diferite. Dala de beton armat se execută din beton B 600 și B 300. În primul caz, axa neutră este totdeauna deasupra grinzii de oțel, avînd stadiile I și II de solicitare (tabela 3). Pentru a obține $y=h_b$, cînd reducerea momentului plastic (ΔM) este maximă, la secțiunea maximă de oțel s-a redus lățimea dalei de beton la 188 cm. Valoarea momentului plastic M_{pII} este numai cu 3,82% mai mică față de valoarea momentului plastic M_{pI} calculată cu y rezultat din ecuația (24).

Tabela 3

Momentul plastic de calcul al secțiunii compuse din figura 18, dală din B 600

a (cm)	b (cm)	y_i (cm)	y (cm)	s (cm)	M_p (tm)	ΔM_p		M_p *I, II*	Stadiul de lucru
						(tm)	(%)		
0	88	45,0	24,00	10,00	538	−42,2	7,9	495,8	II
0	220	45,0	11,30	4,71	575	—	—	575	I
20	220	40,7	13,75	5,74	780	—	—	780	I
25	220	39,1	14,35	5,98	827	—	—	828	I
30	220	37,5	14,95	6,24	877	—	—	877	I
35	220	36,2	15,55	6,48	927	—	—	927	I
40	220	34,9	16,18	6,74	976	—	—	976	I
45	220	33,7	16,80	7,00	1025	—	—	1025	I
50	220	32,6	17,40	7,25	1075	—	—	1075	I
60	220	30,6	19,00	7,92	1172	− 3,2	0,28	1168,8	II
70	220	28,8	20,23	8,35	1270	−10,3	0,81	1259,7	II
80	220	27,3	21,67	9,02	1368	−22,3	1,63	1345,7	II
80	188	27,3	24,00	10,00	1342	−51,3	3,82	1290,7	II

Tabela 4

Momentul plastic de calcul al secţiunii compuse din figura 18, dală din B 300

a (cm)	b (cm)	y_i (cm)	y (cm)	s (cm)	M_p (tm)	ΔM_p		$M_p\ I...V$	Stadiul de lucru
						(tm)	(%)		
0	196	45,0	24,00	10,70	521,0	−46,0	8,85	475,0	II
20	220	40,7	21,86	9,75	725,0	−17,0	2,34	708,0	II
25	220	39,1	22,81	10,15	780,0	−26,2	3,36	753,8	II
30	220	37,5	23,97	10,65	828,0	−32,9	3,98	793,1	II
35	220	36,2	24,80	—	851,9	+ 1,7	0,20	853,6	IV
40	220	34,9	26,50	—	900,7	− 2,9	0,32	897,8	IV
45	220	33,7	27,65	—	947,4	− 5,1	0,54	942,3	IV
50	220	32,6	29,27	—	991,3	− 7,3	0,74	984,0	IV
60	220	30,6	32,70	—	1076,4	− 8,6	0,80	1067,8	IV
70	220	28,8	36,54	—	1160,1	− 6,2	0,54	1153,9	IV
80	220	27,3	44,60	—	1244,9	− 3,3	0,26	1241,6	V

Tabela 5

Momentul plastic experimental şi de calcul al secţiunii compuse din figura 19

Grinda	b (cm)	R_b (kgf/cm²)	y (cm)	s (cm)	M_p^{exp} (tm)	$M_{p.I}$	$\Delta M_{p.II}$		$M_{p.I.II}$ (tm)	$\frac{M_{p.I.II}}{M_{exp.}}$	Stadiul
							(tm)	(%)			
SS1	25,4	520	11,59	4,88	19,24	21,20	2,19	9,7	19,01	0,990	II
SS2	30,5	542	10,26	4,31	20,39	21,86	1,08	4,9	20,78	1,017	II
SS3	40,6	400	9,89	4,27	21,27	21,91	0,60	2,7	21,31	1,002	II
SS4	45,7	330	10,05	4,43	19,59	21,72	0,65	3,0	21,07	1,075	II
SS5	61,0	502	5,96	2,51	22,46	23,98	—	—	23,98	1,068	I
SS6	66,3	405	6,42	2,78	23,72	23,67	—	—	23,67	0,998	I

Grinda de oţel — tălpi σ_c = 2953 kgf/cm²
— inimă σ_c = 3374 kgf/cm²

Pentru secţiunea de oţel simetrică, căreia pentru $y = h_b$ îi corespunde o dală cu lăţimea de 88 cm, rezultă $\Delta M_{pII} = 7{,}9\%$. Dacă dala este din B 300, în cazul secţiunii simetrice, $\Delta M_{pII} = 8{,}85\%$ (tabela 4). În cazul unei secţiuni compuse oţel-beton cu secţiunea de oţel mai mică (fig. 19), pentru cazul limită $y = h_b$, valoarea reducerii momentului (ΔM) ajunge la 9,4% (tabela 5). Rezultă că pentru stadiul II se poate aplica o reducere procentuală momentului M_{pI}, fără a mai calcula valoarea ΔM_{pII}. Această reducere se poate lua de 10% pentru secţiuni simetrice de oţel şi de 5% pentru secţiuni de oţel nesimetrice, dacă axa neutră determinată cu relaţiile (24) şi (25) este situată la faţa superioară a grinzii de oţel. Se poate accepta o variaţie liniară a acestor reduceri în domeniul de valabilitate a stadiului II, luînd $\Delta M_{pII} = 0$, pentru $y = \psi h_b$.

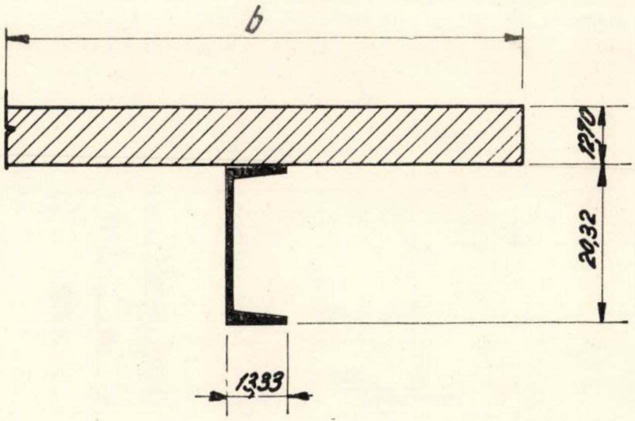
Pentru stadiul IV este suficient de exact dacă se determină poziţia axei neutre cu relaţia (31) şi momentul plastic cu relaţia (30) valabilă pentru stadiul V. În acest stadiu, reducerea momentului plastic (ΔM_{pIV}) nu depăşeşte în nici un caz 1%, valoare care practic poate fi neglijată.

La fel, în stadiul V, această reducere poate fi neglijată în proiectare, avînd valori mult mai mici de 1%.

VIII. ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE

Verificarea exactităţii metodei de calcul propuse se face pe elementele compuse oţel-beton, prezentate în lucrarea

Fig. 19



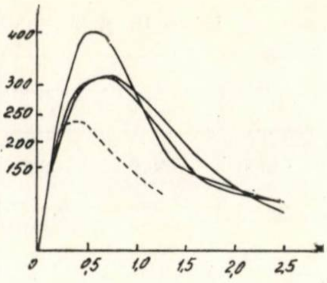


Fig. 20

[3], cît și pe încercările experimentale efectuate în cadrul laboratorului de construcții metalice de la Institutul politehnic Timișoara.

Încercările efectuate pe cele șase grinzi compuse (fig. 19), prezentate în lucrarea [3], au confirmat ipoteza că eforturile unitare de compresiune din beton variază după curba caracteristică reală a betonului (fig. 20). La fel, încercările efectuate au confirmat că valoarea momentului plastic calculat este egală cu aceea rezultată experimental. Dificultatea metodei constă în faptul că există o diferență sensibilă între curbele caracteristice ale betonului, în funcție de marcă, încît aplicarea metodei exacte este practic inabordabilă. Din cele șase încercări, la patru a corespuns stadiul II de plasticizare și la două stadiul I, încît aceste experimentări acoperă numai parțial domeniul de comportare plastică a secțiunilor compuse oțel-beton.

Valorile momentelor plastice de calcul și experimentale coincid foarte bine pentru patru din grinzi, cu diferența maximă de 1,7 % pentru grinda SS 2. Valoarea experimentală obținută pe grinda SS 5 nu este concludentă, deoarece grinda a cedat printr-o fisură longitudinală datorită insuficienței armării transversale. Momentul plastic calculat prin metoda propusă pentru grinda SS 5 este același cu cel calculat în lucrarea [3]. Grinda SS 4 are eroare mai mare (7,5 %), care se datorează faptului că elementele pe care s-au determinat caracteristicile mecanice ale betonului nu au fost păstrate în aceleași condiții ca grinda. Datorită acestor cauze, experiențele efectuate pe grinzile SS 4 și SS 5 nu sînt concludente și ca atare concluziile nu vor cuprinde aceste încercări.

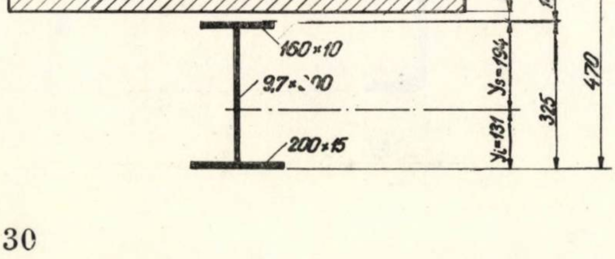
În cadrul laboratorului de construcții metalice s-a experimentat o grindă compusă oțel-beton cu deschiderea de 6,00 m și cu secțiunea transversală dată în figura 21.

Dala de beton armat alcătuită din elemente prefabricate este realizată din beton B 480 cu $R_i = 416$ kgf/cm². Limita de curgere a oțelului este $\sigma_c = 2\,920$ kgf/cm² la inima grinzii și $\sigma_c = 2\,570$ kgf/cm² la tălpi. Conlucrarea dintre dală și grindă a fost asigurată prin dornuri cu cap cu diametrul de 25 mm și lungimea de 125 mm. Pentru monolitizarea și umplerea rosturilor a fost folosit beton B 460 cu agregate maxime de 10 mm.

Încercarea grinzii s-a făcut cu două forțe concentrate amplasate la treimile deschiderii. Încărcările, date de pompe cu ulei, s-au transmis dalei prin doi dulapi de lemn, pentru a evita strivirea betonului sub încărcări locale. Deformațiile au fost urmărite sub forțe și la mijlocul deschiderii cu flexometre cu precizia 1/100, iar alunecarea pe suprafața de contact cu microcomparatoare cu precizia 1/100. Chiar în momentul ruperii, alunecarea pe suprafața de contact nu a depășit mărimea acceptată la dornuri pentru încărcările de exploatare.

Mărimea eforturilor calculate prin metoda secțiunii transformate și mărimea celor măsurate experimental au indicat o bună corespondență în domeniul elastic. Axa neutră, atît în domeniul elastic, cît și la plasticizarea totală a secțiunii, a fost situată deasupra grinzii de oțel.

Fig. 21



Grinda a cedat prin curgerea grinzii de oțel și apoi fisurarea dalei de beton armat sub axa neutră (fig. 22 și 23).

La plasticizarea completă a secțiunii, valoarea momentului plastic experimental $M_p^{ex} = 66{,}95$ tfm diferă numai cu 0,22 % față de cel calculat, $M_p^c = 66{,}80$ tfm, indicînd o foarte bună concordanță între valorile calculate și cele rezultate experimental.

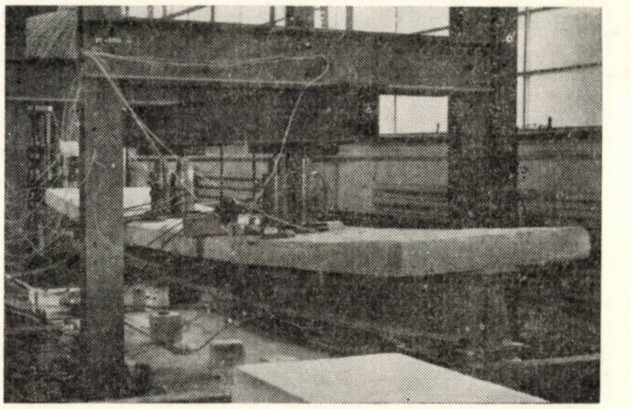


Fig. 22

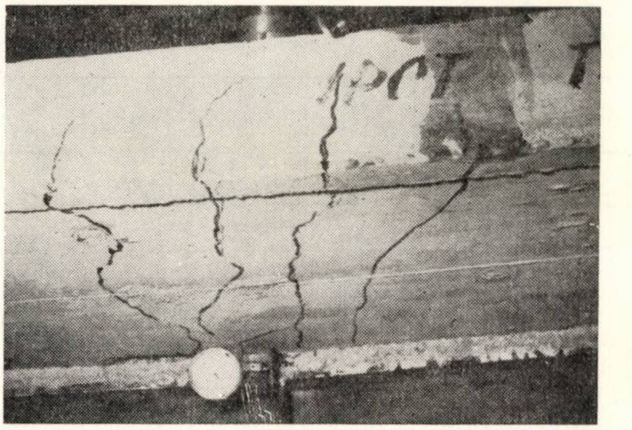


Fig. 23

IX. CONCLUZII

Încercările experimentale efectuate pe grinzi compuse oțel-beton supuse la încovoiere și cercetările teoretice privitoare la metodele de calcul în domeniul plastic, duc la următoarele concluzii :

a) Pentru calculul în domeniul plastic al grinzilor compuse oțel-beton se recomandă utilizarea curbei caracteristice a betonului arătată în figura 8, care dă valori ale mărimii forței de compresiune din beton și ale punctului ei de aplicație foarte apropiate de cele obținute pe baza curbei caracteristice reale.

b) Valoarea maximă a eforturilor unitare din betonul comprimat se limitează la rezistența de rupere a betonului la compresiune din încovoiere (R_i), mărime utilizată și în teoria betonului armat.

c) Datorită deformației specifice de rupere a betonului relativ mică ($\varepsilon_{br} \approx 3{,}45^0/_{00}$), există posibilitatea ca ruperea betonului să aibă loc înainte de a se fi produs o rotire a secțiunii care să permită plasticizarea completă a materialelor, reducînd valoarea momentului plastic total.

d) Coeficientul de umplere a diagramei dreptunghiulare a curbei eforturilor unitare din beton (α) este mai mare pentru betoanele de mărci inferioare și mai mic pentru cele superioare.

e) Poziția axei neutre este influențată de deformația specifică a betonului la rupere (ε_{br}) și deci de marca betonului prin coeficientul α, care creşte cu 8,2% de la B 600 la B 300.

f) Curbura grinzii compuse la dezvoltarea momentului plastic depinde de deformaţia specifică de rupere a betonului (ε_{br}).

g) Valoarea momentului plastic este foarte puţin influenţată de deformaţia specifică de rupere a betonului (ε_{br}), prin coeficientul β, care este practic constant.

h) Pentru a obţine valoarea momentului plastic suficient de exact este necesar a se determina axa neutră cu relaţia corespunzătoare stadiului de plasticizare a secţiunii.

i) Momentul plastic în stadiul II (M_{pII}) se poate determina cu relaţia valabilă pentru stadiul I, aplicînd o reducere de 10% pentru grinzi de oţel simetrice şi de 5% pentru grinzi de oţel nesimetrice pentru $y - h_b$, şi aplicînd o scădere liniară a acestor reduceri, încît se anulează pentru $y = \psi h_b$.

j) Momentul plastic în stadiul IV (M_{pIV}) se poate determina considerînd plasticizată complet secţiunea, neglijînd reducerea ΔM_{pIV}, care nu depăşeşte în nici un caz 1%.

k) Momentul plastic în stadiul V (M_{pV}) se poate determina considerînd plasticizată complet secţiunea, relaţia (30) neglijînd reducerea ΔM_{pV}, care este mult mai mică de 1%.

l) Metoda de calcul propusă permite determinarea momentului corespunzător oricărui grad de plasticizare a secţiunii.

Bibliografie

[1] Rüsch H.: *Essai d'une nouvelle théorie de la flexion du béton armé.* Memoires. Centre d'etudes, de recherches et d'essais scientifiques du génie civil, nr. 2, 1961.

[2] Baus R.: *Contribution au calcul a la rupture du béton armé.* Memoires. Centre d'etudes, de recherches et d'essais scientifiques du génie civil, nr. 2, 1961.

[3] Barnard R. P., Johnson P. R.: *Ultimate strength of composite beams* Proceedings of the institution of civil engineers, vol. 32, 1965.

[4] Hognestad E., Hanson N. W., Mc. Henry D.: *Concrete stress distribution in ultimate strength design.* Proceedings American concrete institute, nr. 52, 1955.

EXAMINAREA PARALELĂ A UNOR METODE DE APRECIERE A CONSISTENŢEI MORTARELOR

Ing. N. Mihail şi M. Teodorescu

În această lucrare se prezintă rezultatele experimentării, pe aceleaşi amestecuri de mortar, a următoarelor metode de determinare a consistenţei:

— Metoda conului etalon, conform STAS 2634/60.

— Metoda tasării, conform DIN 1053.

— Metoda răspîndirii, conform DIN 1053.

— Metoda Mo-metru, conform NS 422.

— Metoda Dropping Ball, conform BS 65—6374, denumită în cele ce urmează metoda D.B.

I. DESCRIEREA SUMARĂ A METODELOR EXPERIMENTALE

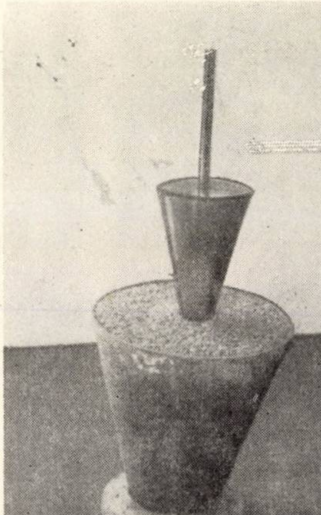
a) **Metoda conului etalon** este descrisă amănunţit în STAS 2634—60. Se bazează pe măsurarea adîncimii de pătrundere în mortar, sub propria greutate, a unui con de 300 g, avînd înălţimea de 145 mm şi diametrul bazei de 65 mm (fig. 1). Consistenţa se exprimă în cm.

b) **Metodele tasării şi răspîndirii** sînt descrise în DIN 1053. Funcţionează după acelaşi principiu ca şi metodele pentru determinarea tasării şi răspîndirii betoanelor. Trunchiul de con are diametrul maxim de 100 mm şi cel minim de 70 mm, iar înălţimea de 60 mm. Masa de răspîndire are următoarele caracteristici: diametrul de 300 mm, greutatea de 1,5 kg, înălţimea de cădere de 10 mm, iar numărul de căderi pentru fiecare determinare este de 15 (fig. 2). Atît tasarea, cît şi răspîndirea se exprimă în cm.

c) **Metoda Mo-metru** este descrisă în standardul norvegian NS 422 „Mortare de zidării şi tencuială". Se compune dintr-un tub metalic vertical consolidat la partea inferioară cu un jgheab. Tubul se umple cu mortar şi sub influenţa unor şocuri succesive realizate prin cădere de la 25 mm, mortarul trece în jgheab. Numărul de şocuri necesare pentru golirea tubului reprezintă valoarea Mo dată de metodă, valoare care exprimă consistenţa (fig. 3).

d) **Metoda D.B.** este descrisă în standardul britanic BS 65—6374. Constă din măsurarea adîncimii de pătrundere în mortar a unei bile de material plastic cu diametrul de 2,54 ± 0,1 mm şi greutatea de 10,3 ± 0,1 g prin cădere de la o înălţime de 254 mm. Consistenţa se exprimă în zecimi de mm (fig. 4).

Fig. 1



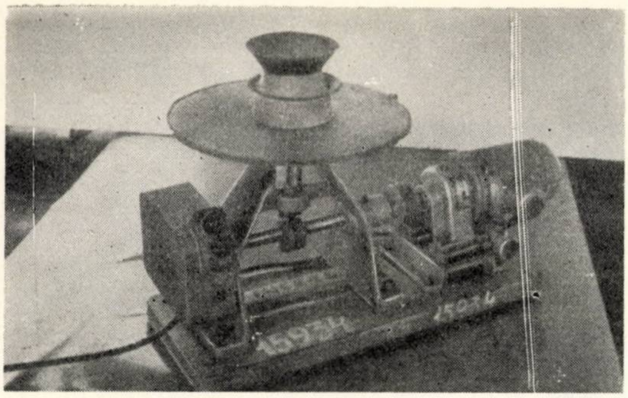


Fig. 2

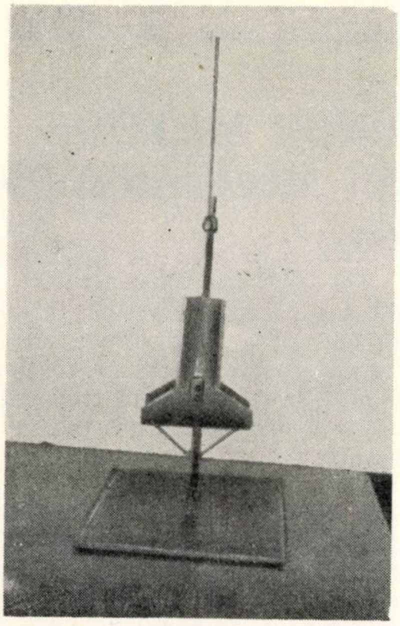
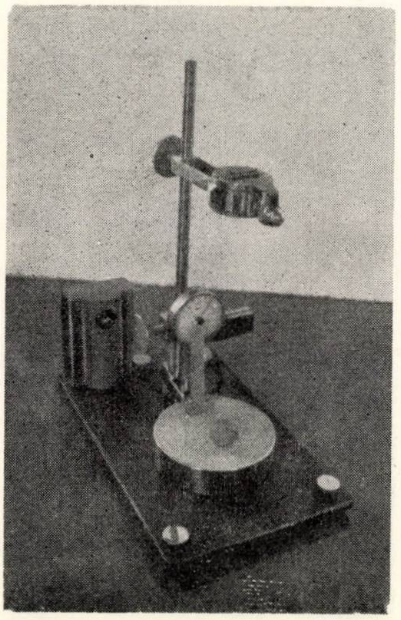


Fig. 3

Fig. 4



II. CONDIŢII DE EXPERIMENTARE

Experimentările s-au efectuat în mai multe etape, urmărindu-se de fiecare dată precizarea anumitor aspecte.

În etapa I s-a urmărit obţinerea de date comparative asupra performanţelor metodelor experimentate şi în special: durata determinării, influenţa calificării operatorului, corespondenţa dintre rezultatele obţinute.

În această etapă s-au experimentat nouă compoziţii de mortare, şi anume:

1 : 3, 1 : 4, (ciment : nisip) şi 1 : 0, 3 : 4, 1 :0, 4 :5, 1 :0, 7 :7, 1 :1 :6,5, 1 :1 :10, 1 :1, 5 :7, 1 :2 :8 (ciment :var :nisip).

Pentru fiecare compoziţie au variat:

a) Cimentul: s-au folosit RIM 300, PZ 400 şi M 400 (tabela 1).

Tabela 1

Notaţia cimentului	Adaosul %	Rezistenţa la compresiune pe mortar STAS 227–68
RIM 200	fără adaos	minimum 200 kgf/cm² la 24 ore
P 500	maximum 5% zgură	minimum 500 kgf/cm² la 28 zile
PZ 400	15% zgură	minimum 400 kgf/cm² la 28 zile
M 300	25% zgură	minimum 400 kgf/cm² la 28 zile

b) Granulozitatea nisipului: s-au folosit două granulozităţi A şi B (tabela 2).

Tabela 2

Notaţia	0–1 (%)	1–3 (%)
A	40	60
B	55	45

c) Consistenţa: s-au experimentat consistenţele 7 şi 9 cm la conul etalon (STAS 2634—60).

Rezultatele experimentărilor au servit la întocmirea graficelor din figurile 5 şi 6.

În etapa II s-a urmărit în special gradul de sensibilitate al metodelor experimentate, respectiv dependenţa rezultatelor faţă de valoarea raportului a/c.

În această etapă s-au experimentat două compoziţii de mortar (0 :0,4 :5 şi 1 :1 :6,5), cu următoarele variante:

a) S-au folosit două cimenturi: RIM 200 şi M 400 (tabela 1).

b) S-au experimentat mortare avînd următoarele consistenţe la conul etalon 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 şi 12 cm.

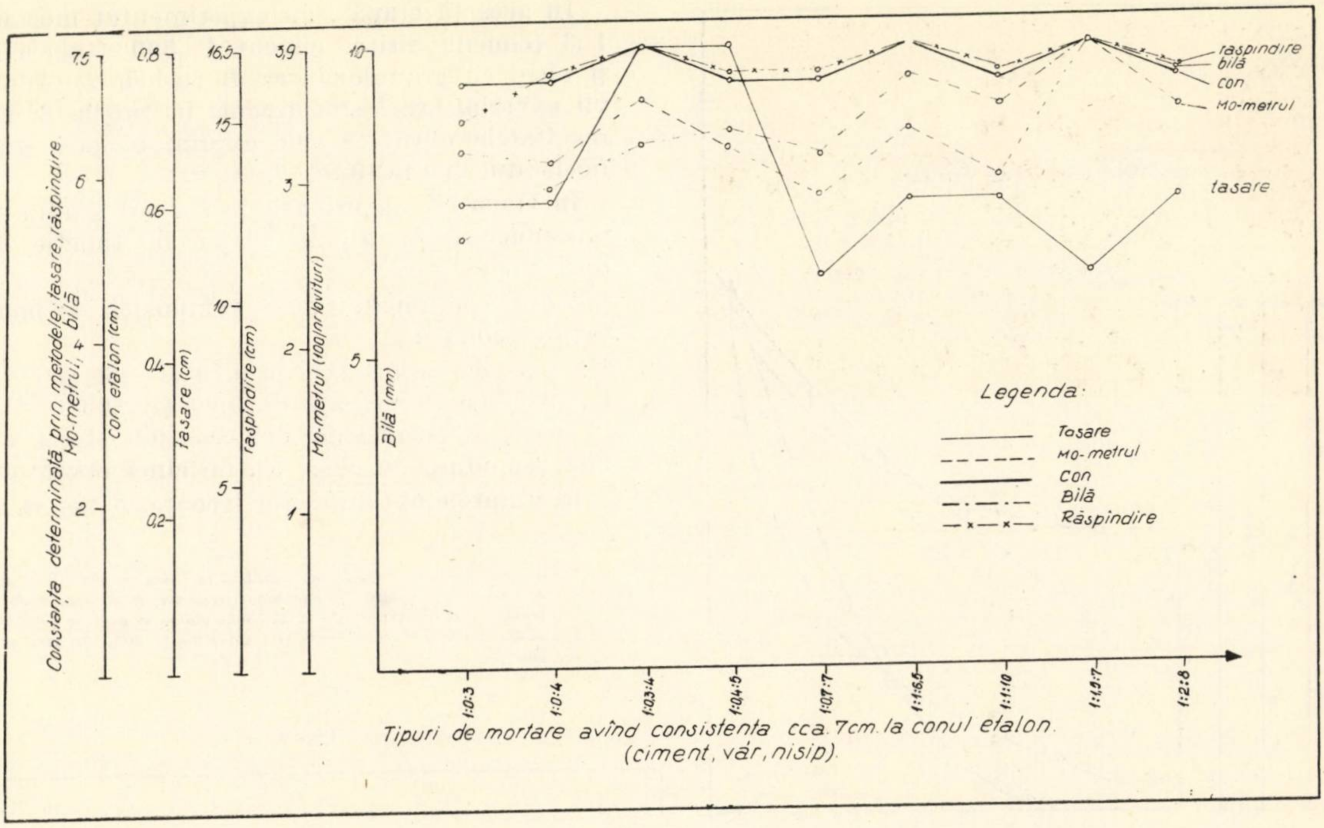
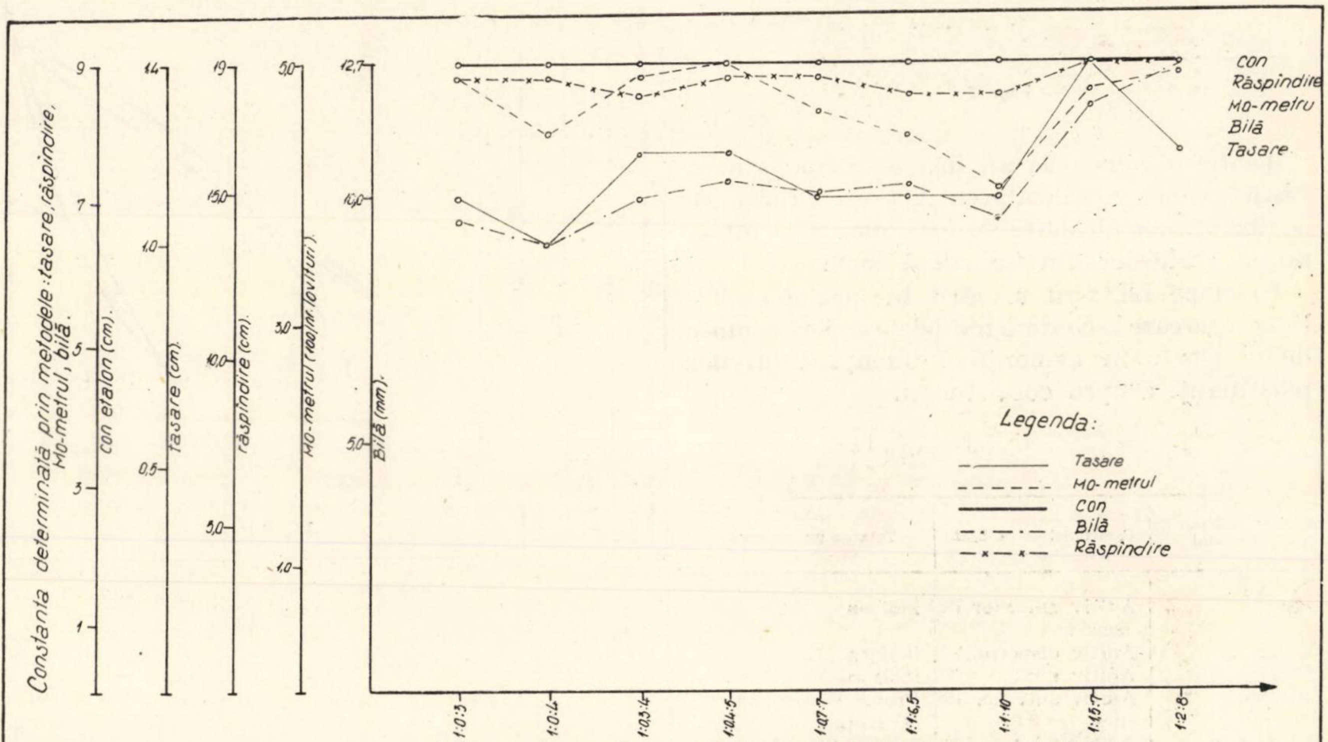

Constanta determinată prin metodele: tasare, răspîndire, Mo-metrul, 4 bilă
con etalon (cm)
7,5
6
2
tasare (cm)
0,8
0,6
0,4
0,2
răspîndire (cm)
16,5
15
10
5
Mo-metrul (100/nr. lovituri)
3,9
3
2
1
Bilă (mm)
10
5
răspîndire
bilă
con
Mo-metrul
tasare
Legenda:
Tasare
Mo-metrul
Con
Bilă
Răspîndire
1:0:3
1:0:4
1:0,3:4
1:0,4:5
1:0,7:7
1:1:6,5
1:1:10
1:1,5:7
1:2:8
Tipuri de mortare avînd consistenta cca. 7cm. la conul etalon.
(ciment, văr, nisip).

Fig. 5

Fig. 6


Constanta determinată prin metodele: tasare, răspîndire, Mo-metrul, bilă.
con etalon (cm).
9
7
5
3
1
tasare (cm).
1,4
1,0
0,5
răspîndire (cm).
19
15,0
10,0
5,0
Mo-metrul (100/nr. lovituri).
5,0
3,0
1,0
Bilă (mm).
12,7
10,0
5,0
con
Răspîndire
Mo-metru
Bilă
Tasare
Legenda:
Tasare
Mo-metrul
Con
Bilă
Răspîndire
1:0:3
1:0:4
1:0,3:4
1:0,4:5
1:0,7:7
1:1:6,5
1:1:10
1:1,5:7
1:2:8
Tipuri de mortare avînd consistenta 9 la conul etalon
(ciment, var, nisip)

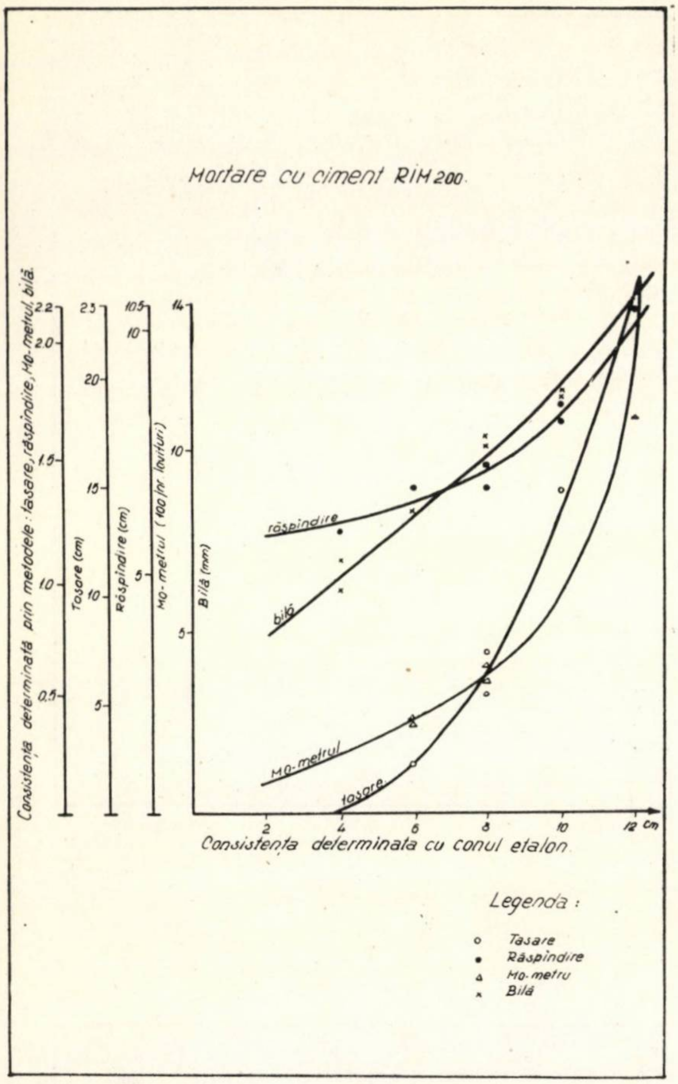


Fig. 7

Toate amestecurile au fost confecționate cu nisip avînd granulozitatea A (vezi tabela 2). Rezultatele obținute au fost folosite la întocmirea graficelor din figurile 7 și 8.

În etapa III s-au urmărit în special posibilitățile pe care le conferă metodele experimentate de a scoate în evidență influența aditivilor plastifianți asupra consistenței.

Tabela 3

Denumirea aditivului	Caracteristica de bază	Tara de proveniență
Resso	Aditiv antrenor de aer	indigen
LSC	Aditiv dispersant	indigen
Disan	Aditiv mixt	indigen
Mischoel	Aditiv antrenor de aer	Produs Woermann (Elveția)
Plastocret	Aditiv mixt	Produs Sika (Elveția)
Verflüssiger-WS	Aditiv dispersant	Produs Woermann (Elveția)

În această etapă s-au experimentat mortare 1 :3 (ciment : nisip), ciment P 500 (tabela 1) și nisip cu granulozitatea B (tabela 2). Aditivii experimentați sînt trecuți în tabela 3, iar rezultatele obținute sînt exprimate prin graficele din figura 9 *a*, *b*, *c*, *d*.

În etapa IV s-a urmărit în special gradul de reproductivitate al metodelor în funcție de operator.

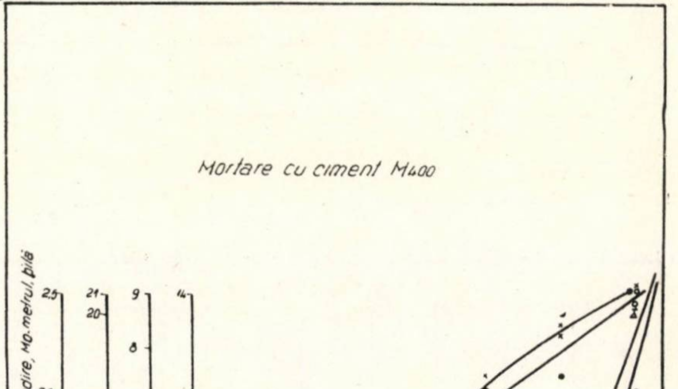
S-au experimentat două compoziții de mortar, și anume :

1 :0,4 :5, cu raport a/c de 0,70 și 0,85 și
1 :1 :6,5, cu raport a/c de 0,90 și 1,03 *.

Toate determinările din această etapă au fost reproduse de cinci ori de cinci operatori.

Rezultatele obținute sînt trecute în tabela 4.

Fig. 8



---

* Valoarea raportului a/c a fost calculată pe baza cantității de apă de amestecare adăugată la amestecul respectiv de ciment, nisip și pastă de var de consistență 12 la conul etalon și deci nu include și apa din această pastă (care este aproximativ 60% din greutatea pastei).

Tabela 4

Nr. crt.	Proporție c:v:n	Laborant	a/c	Con cm	Tasare cm	Mo-metru nr. lov	Mo-metru 100/nr. lov.	D.B. mm
1	1 : 0,4 : 5	1	0,70	7	0,5	34	2,9	8,7
2		2		7	0,5	36	2,6	8,5
3		3		7	0,5	34	2,9	8,7
4		4		7	0,5	34	2,9	8,7
5		5		7	0,5	34	2,9	8,7
Coef. de variație (C_v)				0	0	0,03		0,003
6	1 : 0,4 : 5	1	0,85	9	0,9	13	7,7	12,8
7		2		9	0,8	13	7,7	12,6
8		3		9	0,8	14	7,1	12,7
9		4		9	0,9	13	7,7	12,6
10		5		9	0,8	14	7,1	12,8
Coef. de variație (C_v)				0	0,05	0,04		0,001
11	1 : 1 : 6,5	1	0,90	7	0,2	32	3,1	10,3
12		2		7	0,2	28	3,6	10,7
13		3		7	0,2	31	3,2	10,2
14		4		7	0,2	30	3,3	10,3
15		5		7	0,2	31	3,2	10,3
Coef. de variație (C_v)				0	0	0,05		0,018
16	1 : 1 : 6,5	1	1,03	9	1,0	18	5,5	12,6
17		2		9	0,9	18	5,5	12,6
18		3		9	0,9	19	5,3	12,9
19		4		9	1,0	18	5,5	12,6
20		5		9	1,0	19	5,3	12,9
Coef. de variație (C_v)				0	0,06	0,03		0,013

III. EXAMINAREA REZULTATELOR OBȚINUTE

Rezultatele obținute în cursul experimentărilor din cele patru etape menționate sînt numeroase și vor fi prelucrate ulterior mai sistematic. În prezenta lucrare se menționează aspectele cu importanță practică mai deosebită rezultate dintr-o primă prelucrare.

a) Aprecieri în legătură cu durata determinării

Pe baza cronometrărilor efectuate s-au stabilit următoarele durate pentru fiecare determinare :

— con etalon	cca 2 minute
— tasare	cca 2 minute
— răspîndire	cca 3 minute
— Mo-metru	cca 3—5 minute în funcție de consistența mortarului
— D.B.	cca 7 minute

b) Aprecieri în legătură cu influența calificării operatorului

— Metoda conului etalon fiind foarte simplă, poate fi aplicată cu rezultate mulțumitoare chiar de operatori cu calificare medie.

— Celelalte metode necesită unele precauții, a căror nerespectare poate influența rezultatele, ca, de exemplu :

— umplerea uniformă cu mortar a recipienților respectivi ;

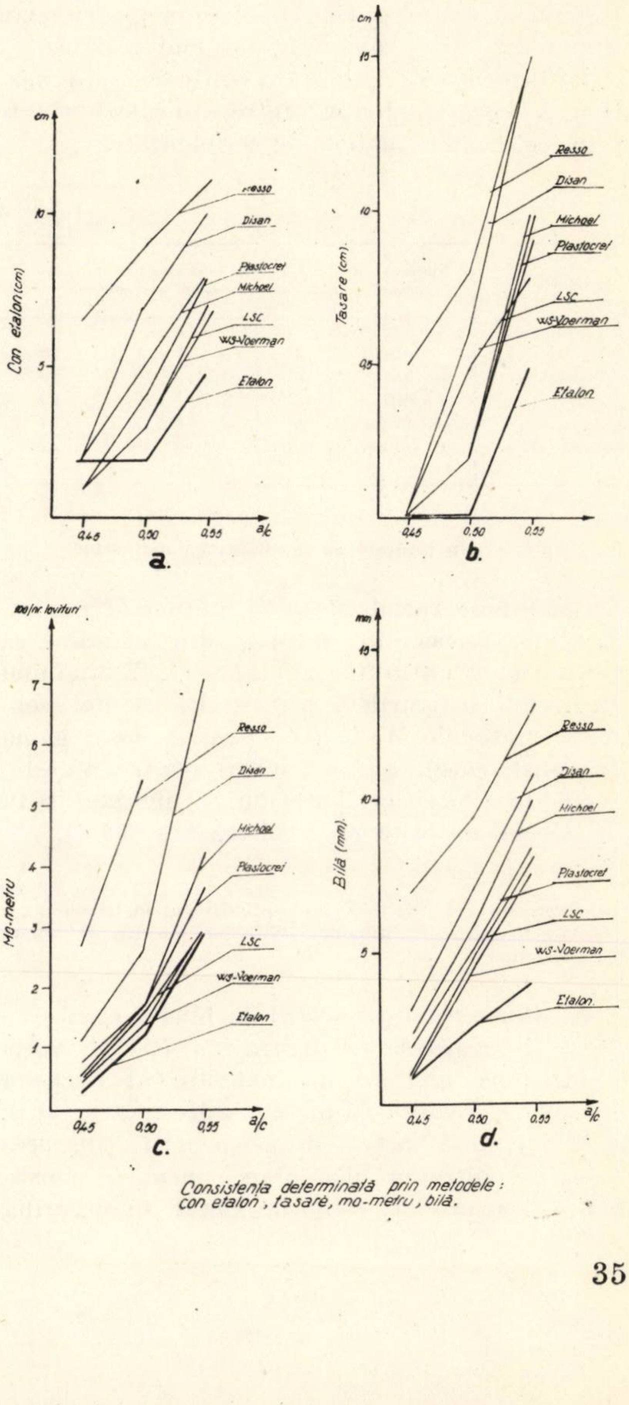
— îndesarea uniformă a mortarului ;

— executarea uniformă a șocurilor (la Mo-metru și la tasare, atunci cînd acestea nu se fac mecanic) ;

— la metoda D.B. a mai fost semnalată și necesitatea unor precauții speciale, ca, de exemplu : etalonarea aparatului, care trebuie făcută înaintea fiecărei determinări, menținerea unei distanțe uniforme între amprentele bilei, precum și între periferia recipientului cu mortar și amprentele bilei, efectuarea măsurătorilor etc.

Se menționează că manipularea metodelor noi a necesitat un instructaj prealabil al laboranților respectivi, cu care ocazie a ieșit în evidență că aplicarea corectă a metodei D.B. necesită o pregătire mai îndelungată.

Fig. 9



Consistența determinată prin metodele : con etalon, tasare, mo-metru, bilă.

c) Aprecieri în legătură cu comparabilitatea rezultatelor obţinute prin cele cinci metode experimentate

Din examinarea graficelor din figurile 5 şi 6 rezultă că, în general, valorile obţinute prin aplicarea metodelor experimentale sînt comparabile.

La întocmirea acestor grafice s-au luat în considerare rezultatele medii obţinute pe mortarele confecţionate cu toate cele trei cimenturi (RIM 200, PZ 400 şi M 400) şi cu granulozitatea B (vezi tabela 2). Pentru a avea o concordanţă între valori, pe scara Mo-metrului s-a luat raportul 100/Mo.

Din examinarea graficelor se vede influenţa în acelaşi sens, atît a dozajului de ciment (vezi mortarele 1 :0 :3 şi 1 :0 :4), cît şi a varului (vezi mortarele 1 :0 :4 şi 1 :0,3 :4, 1 :1, 5 :7 şi 1 :2 :8). De asemenea, din această examinare reiese că metodele D.B. şi Mo-metru se caracterizează printr-un grad de sensibilitate mai mare. Acelaşi lucru reiese şi pentru metoda tasării, însă numai în cazul consistenţelor mai plastice.

În tabela 5 se prezintă o evaluare aproximativă a corespondenţei dintre valorile obţinute prin cele cinci metode experimentate.

Tabela 5

Metoda	Unitatea de măsură	Valorile obţinute prin metodele experimentate			
Con etalon	cm	4	6	8	10
Răspîndire	cm	6	12	16	19
Tasare	cm	1,5	3,7	7	13
D.B.	mm	5	7	12	14
Mo-metru	nr. şocuri	100	55	35	22

d) Aprecieri în legătură cu sensibilitatea metodelor

Gradul de sensibilitate al metodelor experimentate reiese, în special, din examinarea rezultatelor obţinute în etapa II. Examinînd graficele din figurile 7 şi 8 rezultă ca mai sensibile metodele Mo-metru (pentru toată gama de consistenţe), tasare (numai pentru amestecurile mai plastice), precum şi metoda D.B. (în special datorită preciziei măsurătorilor).

e) Aprecieri în legătură cu posibilitatea metodelor de a scoate în evidenţă influenţa aditivilor plastifianţi asupra consistenţei

Acest aspect este destul de bine scos în evidenţă de graficele din figura 9 *a*, *b*, *c*, *d*. Apreciind după unghiul de înclinare al curbelor respective, rezultă că metodele Mo-metru, D.B. şi tasare sînt foarte indicate pentru aprecierea acţiunii aditivilor plastifianţi asupra consistenţei mortarelor, atît în cazul raporturilor a/c mici, cît şi în cazul celor mari. Menţionăm, însă, că metoda tasării este mai puţin sensibilă în cazul mortarelor de consistenţă mai puţin plastică, fără aditivi, ceea ce reiese şi din examinarea graficelor din figura 5.

Studiul a scos în evidenţă şi influenţa altor factori asupra consistenţei, ca, de exemplu: granulozitatea agregatelor sau natura cimenturilor şi în special proporţia de adaos. În general, această influenţă s-a manifestat în acelaşi sens (cu mici excepţii) pentru toate metodele de determinare a consistenţei experimentate.

f) Aprecieri în legătură cu reproductibilitatea rezultatelor

În condiţiile de lucru în care s-au desfăşurat experimentările (cu laboranţi fără o practică îndelungată în ceea ce priveşte folosirea acestor metode), abaterile înregistrate au fost următoarele:

— pentru metoda conului etalon . . . 0
C_v mediu $= 0$;
— pentru metoda D.B. . . . . max. 5%
C_v mediu $= 0,09$;
— pentru metoda tasării . . . . max. 10%
C_v mediu $= 0,03$;
— pentru metoda Mo-metru . . max. 14%
C_v mediu $= 0,04$.

Interpretăm aceste abateri după cum urmează:

— Absenţa abaterilor în cazul aplicării metodei conului etalon se datoreşte în special sensibilităţii mai reduse, ca urmare a faptului că notaţiile se fac în cm.

— Abaterile mai mari (în funcţie de laborant) înregistrate la aplicarea metodelor Mo-metru, tasare şi D.B. se pot datora, atît unei sensibilităţi mai accentuate a lor (ceea ce se arată la pct. *d*), cît şi influenţei factorului uman.

— În toate cazurile însă, abaterile au fost sub 15%, ceea ce poate fi considerat ca satisfăcător.

IV. CONCLUZII

Din examinarea în ansamblu a rezultatelor obţinute în urma experimentărilor paralele ale celor cinci metode de determinare a consistenţei mortarelor s-a ajuns la următoarele concluzii:

a) Toate metodele experimentate dau indicaţii corecte asupra consistenţei mortarelor.

b) Metodele D.B. şi Mo-metru scot mai bine în evidenţă, însă, atît influenţa raportului a/c, cît şi influenţa aditivilor plastifianţi asupra consistenţei mortarelor. Performanţe asemănătoare se obţin şi cu metoda tasării, însă pentru amestecuri cu raport a/c mai ridicat şi procent de var mai scăzut. În acelaşi timp, sensibilitatea Mo-metrului se reduce în cazul consistenţelor fluide (peste 10 cm la conul etalon).

c) Metoda conului etalon, standardizată în țară (STAS 2634—60) prezintă o precizie suficientă pentru necesitățile din producție.

d) În ceea ce privește ușurința manipulării și influența calificării operatorului, atît observațiile efectuate în cursul experimentărilor, cît și rezultatele înregistrate arată că metodele D.B. și Mo-metru sînt ceva mai pretențioase, necesitînd atît un timp de lucru mai mare, cît și o calificare a operatorului mai ridicată.

În consecință, se apreciază că metoda conului etalon, datorită atît justeței sale, cît și simplicității aparaturii și condițiilor puțin pretențioase de utilizare, este o metodă indicată în special pentru controlul calității mortarelor pe șantiere, iar metodele D.B. și Mo-metru sînt indicate în special pentru uzul unităților de cercetare, mai ales atunci cînd se urmărește să se scoată mai bine în evidență aportul unor factori care influențează consistența și lucrabilitatea acestor amestecuri.

PROCEDEU DE FLOTAȚIE PENTRU PREPARAREA NISIPURILOR CUARȚOASE

Dr. ing. **M. Badea**

I. CONSIDERAȚII GENERALE

Creșterea continuă a producției de geamuri prin modernizarea, sistematizarea și construirea de noi fabrici în țară impune, în același timp, mărirea capacităților de preparare a nisipurilor cuarțoase, care constituie principala materie primă întrebuințată în această industrie.

În condiții naturale, nisipurile cuarțoase nu pot fi întrebuințate pentru fabricarea geamurilor, deoarece au o compoziție chimică și mineralogică foarte variată, ceea ce nu satisface cerințele proceselor tehnologice.

Neomogenitatea chimică, în special, constituie un impediment pentru producția de geamuri de bună calitate, iar influența nedorită a acestui factor se transmite masei de sticlă, colorînd-o. Așa, de exemplu, o serie de oxizi, ca : Fe_2O_3, FeO, Cr_2O_3, CoO, TiO_2 etc. colorează geamul, fapt care are ca efect micșorarea simțitoare a transparenței.

La un conținut de numai 0,01 % în astfel de oxizi, transparența unei sticle cu o grosime de 10 mm este de 91,5 %. Cu mărirea acestui procent pînă la 0,10 % transparența scade la 86,4 %.

Astfel de nisipuri cu un conținut așa de scăzut în oxizi (în special în oxizi de fier) nu se întîlnesc în natură decît foarte rar, fapt pentru care industria de geamuri și de sticlărie trebuie să caute cele mai eficiente metode de îmbunătățire a calității nisipurilor cuarțoase.

Reducerea conținutului de oxizi din nisipuri nu constituie singurul scop al preparării lor. Aceasta urmărește și îmbunătățirea compoziției granulometrice a nisipurilor, deoarece numai granulația cuprinsă în intervalul 0,05—0,8 mm este corespunzătoare procesului de fabricație a geamurilor, factorul determinant în topirea masei de sticlă în timp constituindu-l viteza de dizolvare a granulelor de cuarț.

Deși prepararea nisipurilor cuarțoase are o mare însemnătate pentru industria de geamuri din România, metodele de înnobilare nu au avut o largă răspîndire — fiind aplicate de puțin timp în țara noastră — iar specificul și compoziția materiei prime exploatate pînă în prezent încă nu au făcut posibilă reglarea fluxului și stabilirea rețetelor de reactivi, astfel încît în orice fel de condiții să se poată obține un nisip de sticlă satisfăcător.

Găsirea unui procedeu corespunzător de preparare industrială necesită o cercetare amănunțită a însușirilor nisipurilor și a modului de distribuire a impurităților pe clase granulometrice, în special a impurităților cu conținut în compuși de fier.

În funcție de caracterul impurităților și de cerințele calitative ale produsului finit, literatura de specialitate recomandă o diversitate de metode, dintre care flotoabraziunea este considerată cea mai eficace.

Din analiza situației actuale a preparării în acest domeniu pe scară industrială se constată că, în cazul în care nisipul este impurificat în exploatare sau pe parcurs cu diferite particule de limonit sau minerale negre provenite din gresiile feruginoase de pe versanți sau atunci cînd nisipul cuarțos este impurificat cu aceste minerale chiar în zăcăminte (inclusiv particulele îmbrăcate cu peliculă de oxizi de fier), nu se poate obține un nisip cu un conținut de Fe_2O_3 de 0,10 % (STAS 3844/53).

Se remarcă de asemenea faptul că prin flotația aplicată azi în țară pentru prepararea nisipurilor de geamuri (la Vălenii de Munte fiind unica instalație de acest gen din R.S.R.) nu se pot elimina în întregime mineralele cu conținut de Fe_2O_3 (în special granulele de impurități de dimensiuni mai mari de 0,1—0,2 mm), care, rămînînd în concentrat, nu permit o coborîre pronunțată a oxizilor de fier.

Cercetîndu-se mai amănunțit compoziția mineralogică a majorității nisipurilor din această zonă s-a observat prezența unor cantități însemnate de limonit (15—30 %) și feldspat (3—6 %), care conțin însemnate cantități de Fe_2O_3 și care, neputînd fi eliminate, fac ca, prin operațiile practicate, impuritățile cu conținut de Fe_2O_3 din nisipurile cuarțoase să nu poată fi reduse sub limita de 0,16—0,22 %.

Datorită acestui lucru, s-au studiat și experimentat noi procedee de flotație și noi reactivi, astfel încît, în condiții economice cît mai avantajoase, să se poată obține un produs de calitate corespunzătoare cerințelor și cu o tehnologie simplă și accesibilă personalului de deservire.

Se menționează, de asemenea, faptul că prepararea nisipurilor cuarțoase prin metoda flotației evoluează neîncetat, iar numărul reactivilor crește în funcție de dezvoltarea tehnicii din acest domeniu, problema neputînd fi considerată că a ajuns la soluții definitive.

II. CERCETĂRI EXPERIMENTALE

Scopul urmărit prin cercetările experimentale a fost acela de a studia și experimenta noi procedee și noi reactivi corespunzători materiei prime pentru obținerea unui produs care să satisfacă exigențele calitative mereu crescînde, iar pe de altă parte pentru a se compara rezultatele obținute prin flotația practicată în momentul de față în țară, cu diferite procedee de flotație posibile și cu noul procedeu de flotație, putîndu-se astfel alege o soluție mai judicioasă și eficace.

Pornind de la aceste considerente, cît și de la altele care vor fi expuse în cele ce urmează, cercetările experimentale de flotație s-au făcut în următoarele variante :

A) Flotația mineralelor negre-colorate (minerale grele).

B) Depresarea mineralelor grele-colorate și flotarea cuarțului.

C) Flotația colectivă a mineralelor grele-colorate și a feldspatului.

D) Flotația la viteze ale rotorului mai mici de 500 rot/min a mineralelor grele-colorate urmată de flotarea nisipului cuarțos cu depresarea concomitentă a mineralelor purtătoare de Fe_2O_3 care n-au flotat anterior.

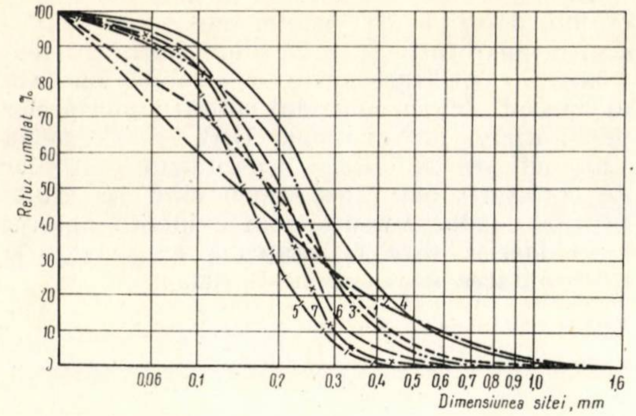


Fig. 1 – Caracteristica granulometrică a probelor de nisip folosite în cercetare

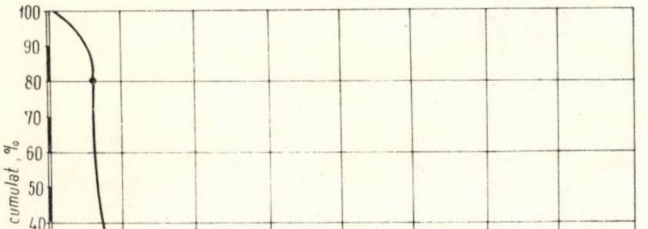


Fig. 2 – Caracteristica granulometrică a sterilului flotației variantei A (produsul din spumă)

D_1) Flotația la viteze ale rotorului mai mari de 500 rot/min a mineralelor grele-colorate urmată de flotarea nisipului cuarțos cu depresarea concomitentă a mineralelor purtătoare de Fe_2O_3 care n-au flotat anterior.

Efectuarea cercetărilor în variantele de mai sus s-a făcut în concordanță cu compoziția mineralogică a materialului brut supus flotației, pe de o parte, iar pe de altă parte, în funcție de caracteristica granulometrică a sterilului flotației din varianta A (metoda practicată în prezent), cît și a sterilului conținut de nisipul supus flotației.

În acest fel, s-a considerat că au fost create bazele pentru aplicabilitatea uneia sau a mai multor metode de preparare. Caracteristicile materialului brut supus cercetării sînt prezentate în figura 1 și tabelele 1 și 2.

Rezultatele flotației în cele cinci variante descrise anterior sînt prezentate în tabelele 3, 4, 5, 6, 7, 8.

Compoziția granulometrică a sterilului flotației din varianta A este prezentată în figura 2.

Caracteristica granulometrică a sterilului care se găsește în materialul brut (după operația de abraziune) este prezentată în figura 3.

Din datele prezentate în tabela 3 se poate observa că, prin simpla flotație a mineralelor grele-colorate cu colectori anionici (varianta A), în cazul de față cu naftenat de sodiu, nu este posibilă obținerea unui concentrat cu un conținut de Fe_2O_3 mai mic de 0,12%, cînd experimentările se efectuează în cele mai bune condiții și atunci cînd materialul provenit de la operația de abraziune (materialul brut pentru flotație) nu depășește conținutul de 0,24% Fe_2O_3.

Cercetările efectuate cu alți colectori din grupa celor anionici au dat aceleași rezultate, ceea ce a dus la concluzia că, indiferent de proveniența colectorului, nu este posibilă obținerea unui concentrat cu un conținut mai mic de 0,12% Fe_2O_3.

Tabela 1

Conținutul de Fe_2O_3 și Al_2O_3 al probelor de nisip folosite în cercetare

Proba	Conținuturi % ale materialului brut		Conținuturi % după operația de abraziune	
	Fe_2O_3	Al_2O_3	Fe_2O_3	Al_2O_3
1	0,94	2,86	0,42	1,02
2	0,64	2,18	0,28	1,03
3	0,52	2,07	0,24	1,40
4	0,43	1,58	0,20	0,96
5	0,37	1,11	0,26	0,78
6	0,29	1,13	0,24	0,72
7	0,22	0,81	0,18	0,55

Micșorarea acestor conținuturi sub limita de 0,12% sau chiar sub 0,10% ar fi posibilă numai printr-o atriție foarte intensă înaintea operației de flotație (moară cu bile, celule cu rotori etajați etc.) pentru îndepărtarea peliculei de oxizi de fier de pe suprafața granulelor de cuarț, cît și pentru reducerea dimensiunilor particulelor de steril (minerale grele-colorate), astfel încît acestea să poată fi flotate. Din analiza caracteristicilor granulometrice prezentată în figura 2, respectiv a sterilului flotat în varianta A, reiese evident că în spuma de flotație trec cu precădere particulele de steril mai mici de 0,1 mm (80%) iar restul de 20% particule de dimensiuni cuprinse între 0,1–0,2 mm rămîn în concentrat.

Analizînd compoziția granulometrică a impurităților conținute în materialul brut (materialul supus flotației) se constată că acesta conține 61% particule mai mari de 0,2 mm și 39% particule cuprinse între 0–0,2 mm (fig. 3).

Rezultă că particulele mari de impurități feruginoase nu flotează, indiferent de natura colectorului care s-ar folosi, deoarece separării prin flotație i se supun totdeauna cel mai bine particulele minerale de dimensiuni medii (0,01–0,1 mm). În cazul în care aceste particule au dimensiuni mai mari decît cele care flotează în mod obișnuit, ele rămîn în interiorul celulei, respectiv în concentrat, din care cauză micșorarea conținutului de Fe_2O_3 sub limita de 0,12–0,16% nu poate fi posibilă.

Particulele de dimensiuni mai mari ar putea flota printr-o agitare mai puternică a tulburelii. Pe de altă parte, trecerea în spumă a particulelor mari ar necesita bule de aer de

Fig. 3 – Caracteristica granulometrică a sterilului care se găsește în materialul brut după operația de abraziune

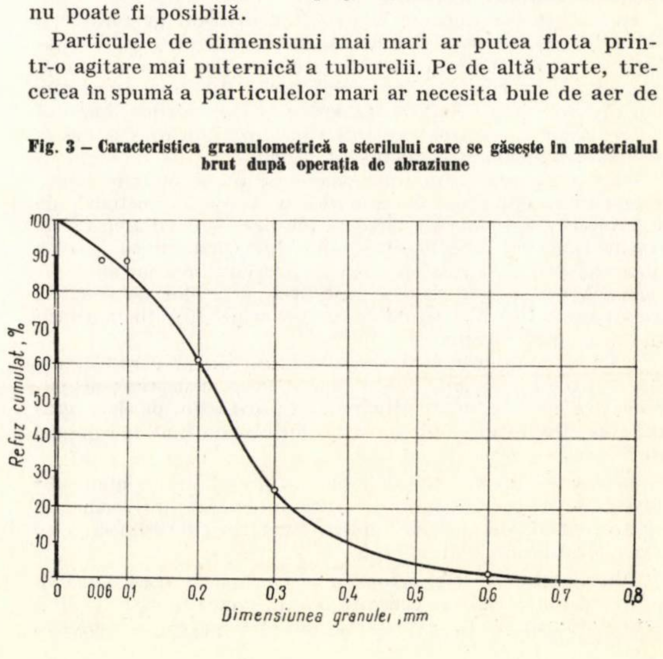


Tabela 2

Caracteristica generală a probelor de nisip cuarţos folosite în cercetare

Compoziţia mineralogică a materialului brut		
Fracţiunea	Mineralul	Cantitatea %
Fracţiunea uşoară	cuarţ	90
	feldspat	10
		Total 100%
Fracţiunea grea	glauconit	45
	zircon	13
	ilmenit	11
	rutil	8
	muscovit	5
	granat	4
	leicocsen	2
	turmalin	2
	disten	2
	limonit	2
		Total 100%

dimensiuni mari, care, conform teoriei capilarităţii, sînt foarte instabile din cauza deformării lor.

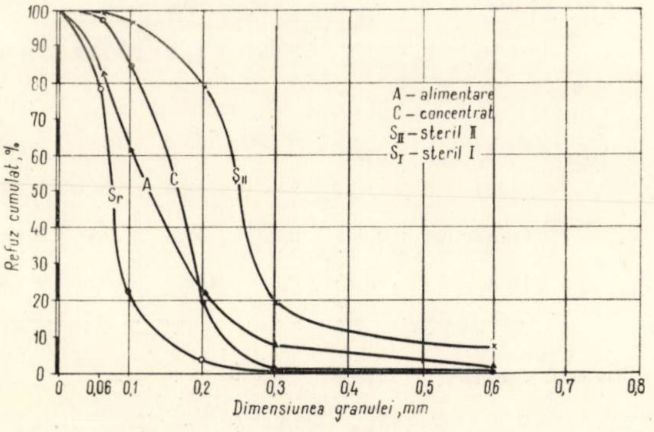
De asemenea, bulele de aer, împreună cu particulele minerale aderente la acestea, se mişcă în tulbureală pe traiectorii curbe, lovindu-se de piesele celulei şi de alte bule şi particule minerale, schimbîndu-şi astfel viteza de mişcare, ceea ce are ca efect creşterea forţelor de desprindere.

Există totuşi o limită maximă a dimensiunilor particulelor deasupra căreia acestea nu mai pot fi menţinute de bule; aceasta, în cazul de faţă, este 0,2 mm.

În cele expuse rezultă că cinetica flotaţiei particulelor minerale sterile din nisipurile cuarţoase depinde de caracteristica granulometrică a acestor sterile.

În tabela 4 sînt prezentate rezultatele flotaţiei cu Sintam 50 (acetat de amine cu structura $C_{10}-C_{13}$) şi depresarea particulelor minerale cu conţinut de Fe_2O_3 cu amidon de porumb caustic (varianta B) a nisipului cuarţos.

Fig. 4 – Caracteristica granulometrică a produselor flotaţiei variantei D



Din tabela 4 se poate observa că în această variantă de flotaţie se obţine un concentrat superior calitativ celui din varianta A şi în acelaşi timp corespunzător sortului V_1 (conţinut de Fe_2O_3 mai mic de 0,10%).

Extracţiile în greutate ale concentratelor variază între 57–89%, aceasta în funcţie de conţinutul de Fe_2O_3 al materialului brut, respectiv de cantitatea de impurităţi purtătoare de oxizi de fier, scăzînd cînd acest conţinut este ridicat, şi invers.

În ceea ce priveşte granulometria celor două produse (steril şi concentrat), aceasta va fi descrisă în cele ce urmează (în variantele D şi D_1 de flotaţie).

În tabela 5 sînt prezentate rezultatele flotaţiei colective a mineralelor sterile grele-colorate şi a feldspatului (varianta C) cu 2 kg/t naftenat de sodiu, 0,500 kg/t acid fluorhidric şi 0,200 kg/t Sintam la un pH = 3,5.

Comparativ cu flotaţiile din variantele A şi B, rezultatele flotaţiei din varianta C sînt mult mai bune, atît din punctul de vedere al conţinutului de Fe_2O_3, cît şi din cel al extracţiilor în greutate. Conţinuturile de Fe_2O_3 din concentrate variază între 0,051 şi 0,07%, iar extracţiile în greutate ale

Tabela 3

Rezultatele flotaţiei mineralelor negre – colorate (varianta A)

Proba	Produse	Conţinuturi %		Extracţii în greutate %	Extracţii %	
		Fe_2O_3	Al_2O_3		Fe_2O_3	Al_2O_3
1	Steril	7,44	7,68	2,5	44,3	18,6
	Concentrat	0,24	0,85	97,5	45,7	81,4
	Brut	0,42	1,02	100,0	100,0	100,0
2	Steril	6,10	5,76	2,5	54,6	14,0
	Concentrat	0,13	0,91	97,5	45,4	86,0
	Brut	0,28	1,03	100,0	100,0	100,0
3	Steril	9,30	72,60	1,3	50,2	67,5
	Concentrat	0,12	0,46	98,7	49,8	32,5
	Brut	0,24	1,40	100,0	100,0	100,0
4	Steril	3,15	16,70	2,0	36,5	34,8
	Concentrat	0,13	0,63	98,0	63,5	65,2
	Brut	0,20	0,96	100,0	100,0	100,0
5	Steril	4,20	8,64	3,2	51,5	35,4
	Concentrat	0,13	0,52	96,8	48,5	64,6
	Brut	0,26	0,78	100,0	100,0	100,0
6	Steril	3,88	3,12	3,2	51,6	13,8
	Concentrat	0,12	0,64	96,8	48,4	86,2
	Brut	0,24	0,72	100,0	100,0	100,0
7	Steril	3,10	7,40	2,0	34,4	26,8
	Concentrat	0,12	0,41	98,0	65,6	73,2
	Brut	0,18	0,55	100,0	100,0	100,0

Varianta A
Condiţiile experienţelor:
- Consum naftenat de sodiu 2 kg la tonă.
- pH = 7,0; raport lichid/solid 3 : 1
- Conţinutul în Fe_2O_3 şi Al_2O_3 al materialului brut este cel după operaţia de abraziune.
- Extracţiile în greutate sînt calculate comparativ cu experienţa.

Tabela 4

Rezultatele flotației nisipului cuarțos cu „Sintam 50" și depresarea mineralelor negre — colorate cu amidon caustic (varianta B)

Proba	Produse	Conținuturi, %		Extracții în greutate %	Extracții %	
		Fe_2O_3	Al_2O_3		Fe_2O_3	Al_2O_3
1	Steril	0,84	2,05	43,0	86,4	86,6
	Concentrat	0,10	0,24	57,0	13,6	13,4
	Brut	0,42	1,02	100,0	100,0	100,0
2	Steril	0,93	1,49	20,5	68,4	29,6
	Concentrat	0,11	0,91	79,5	31,6	70,4
	Brut	0,28	1,03	100,0	100,0	100,0
3	Steril	0,52	3,38	32,0	68,8	77,2
	Concentrat	0,11	0,46	68,0	31,2	22,8
	Brut	0,24	1,40	100,0	100,0	100,0
4	Steril	0,40	0,96	36,0	72,5	40,0
	Concentrat	0,085	0,90	64,0	27,5	60,0
	Brut	0,20	0,96	100,0	100,0	100,0
5	Steril	1,55	1,64	11,0	65,8	23,0
	Concentrat	0,10	0,68	89,0	34,2	77,0
	Brut	0,26	0,78	100,0	100,0	100,0
6	Steril	0,82	2,08	19,0	69,6	55,0
	Concentrat	0,09	0,40	81,0	30,4	45,0
	Brut	0,24	0,72	100,0	100,0	100,0
7	Steril	0,67	0,79	19,0	70,6	27,2
	Concentrat	0,065	0,49	81,0	29,4	72,8
	Brut	0,18	0,55	100,0	100,0	100,0

Varianta B

Condițiile experiențelor:
- pH = 7,5; raport lichid/solid 3 : 1
- Consum amidon caustic: 1 kg/t.
- Consum „Sintam 50": 0,200 kg/t.
- „Materialul brut": este cel provenit de la abraziune.
- Extracțiile în greutate sînt calculate comparativ cu experiența.

concentratelor între 74—88%, fiind și acestea, de altfel, în funcție de conținutul de Fe_2O_3 al concentratului, respectiv al materialului supus flotației.

Pentru acest gen de flotație, celulele trebuie să fie protejate împotriva coroziunii mediului acid, fie prin confecționarea lor din lemn, fie din oțel cauciucat. Ansamblurile în mișcare trebuie de asemenea cauciucate, pentru a le proteja, nu numai împotriva acizilor, dar și față de acțiunea corosivă a tulburelii.

În tabela 6 sînt prezentate rezultatele flotației mineralelor grele-colorate cu naftenat de sodiu, urmată de flotația nisipului cuarțos prin adaos de lapte de var, turații ale rotorului mai mici de 500 rot/min (varianta D).

După cum se poate remarca din tabela 6, rezultatele acestei flotații sînt sensibil egale cu rezultatele celei din varianta B, însă cu extracții în greutate ale concentratului mult mai mari (88—96%), acestea fiind în funcție, ca și în celelalte variante de flotație, de cantitatea de impurități pe care le conține nisipul din alimentare.

Procesul de flotație, în această variantă, se petrece în felul următor: în celula de flotație se adaugă o cantitate de 3 kg pe tonă naftenat de sodiu, iar după timpul de condiționare de 3 min se începe flotația mineralelor purtătoare de Fe_2O_3 care pot flota. Acest produs a fost denumit steril I. După un timp de flotare de 15 min în interiorul celulei (în continuarea procesului) se adaugă $Ca(OH)_2$ în cantitate de 3 kg/t sub formă de lapte de var la o concentrație de 10%, iar după un timp de 3 min se începe flotația nisipului cuarțos.

În interiorul celulei rămîn toate particulele sterile de dimensiuni mari și o parte din cele mici (minerale grele-colorate cu conținut de Fe_2O_3) și o parte din granulele de cuarț de dimensiuni mai mari de 0,6 mm, produs care a fost denumit steril II (4—12%).

Concentratul obținut prin această flotație are un conținut de 0,08—0,10% Fe_2O_3, iar sterilul II un conținut de 0,17—0,80% Fe_2O_3.

În acest gen de flotație s-a remarcat un fenomen foarte important, și anume: ordinea de introducere a reactivilor în celulă și acțiunea fiecărui reactiv asupra mineralelor negre-colorate, cît și asupra cuarțului.

Tabela 5

Rezultatele flotației colective a mineralelor negre — colorate și a feldspatului (varianta C)

Proba	Produse	Conținuturi %		Extracții în greutate %	Extracții %	
		Fe_2O_3	Al_2O_3		Fe_2O_3	Al_2O_3
1	Steril	2,22	2,22	15,5	81,9	33,7
	Concentrat	0,09	0,80	84,5	18,1	66,3
	Brut	0,42	1,02	100,0	100,0	100,0
2	Steril	1,27	4,60	18,0	81,5	82,5
	Concentrat	0,063	0,22	82,0	18,5	17,5
	Brut	0,28	1,03	100,0	100,0	100,0
3	Steril	0,78	4,57	26,0	84,2	87,9
	Concentrat	0,051	0,23	74,0	15,8	12,1
	Brut	0,24	1,40	100,0	100,0	100,0
4	Steril	1,28	4,20	11,5	73,5	51,0
	Concentrat	0,06	0,53	88,5	26,5	49,0
	Brut	0,20	0,96	100,0	100,0	100,0
5	Steril	1,48	0,86	14,0	80,0	15.4
	Concentrat	0,06	0,71	86,0	20,0	84,6
	Brut	0,26	0,78	100,0	100,0	100,0
6	Steril	1,48	3,38	12,0	74,2	56,4
	Concentrat	0,07	0,36	88,0	25,8	43,6
	Brut	0,24	0,72	100,0	100,0	100,0
7	Steril	1,04	2,90	13,0	75,0	31,6
	Concentrat	0,052	0,20	87,0	25,0	68,4
	Brut	0,18	0,55	100,0	100,0	100,0

Varianta C

Condițiile experiențelor:
- pH = 3,5; raport lichid/solid 3 : 1.
- Consum naftenat de sodiu: 2 kg/tonă.
- Consum acid fluorhidric: 0,5 kg/tonă.
- Consum „Sințam 50": 0,200 kg/tonă.

Tabela 6

Rezultatele flotației în varianta D

Produsul	Extracție în greutate %	Conținut, %		Reactivi, g/t		Timp de flotate min.	Produsul	Extracție în greutate %	Conținut, %		Reactivi, g/t		Timp de flotație min.
		Fe_2O_3	Al_2O_3	Naftenat	$Ca(OH)_2$				Fe_2O_3	Al_2O_3	Naftenat	$Ca(OH)_2$	
Steril I	1,6	—	—	2000	—	5	Steril I	1,8	—	—	3000	—	5
Concentrat	78,0	0,10	—	—	3000	3	Concentrat	66,2	0,10	—	—	3000	3
Steril II	20,4	0,509	—	—	—	—	Steril II	32,0	0,24	—	—	—	—
Nisip spălat	100,0	0,65	—	—	—	—	Nisip spălat	100,0	0,21	0,76	0,76	—	—
Steril I	0,6	—	—	2000	—	5	Steril I	1,5	—	—	3000	—	5
Concentrat	68,0	0,09	—	—	3000	3	Concentrat	69,5	0,09	—	—	3000	3
Steril	31,4	0,61	—	—	—	—	Steril II	29,0	0,27	—	—	—	—
Nisip spălat	100,0	0,65	—	—	—	—	Nisip spălat	100,0	0,22	0,88	—	—	—
Steril I	1,8	—	—	3000	—	5	Steril I	2,1	—	—	3000	—	5
Concentrat	69,5	0,08	—	—	3000	3	Concentrat	70,0	0,11	—	—	3000	3
Steril II	29,3	0,40	—	—	—	—	Steril II	27,9	0,41	—	—	—	—
Nisip spălat	100,0	0,35	—	—	—	—	Nisip spălat	100,0	0,29	0,88	—	—	—
Steril I	1,2	—	—	3000	—	5	Steril I	1,0	—	—	3000	—	5
Concentrat	69,5	0,09	—	—	3000	3	Concentrat	70,0	0,11	—	—	3000	3
Steril II	30,3	0,17	—	—	—	—	Steril II	29,0	0,71	—	—	—	—
Nisip spălat	100,0	0,19	0,54	—	—	—	Nisip spălat	100,0	0,68	—	—	—	—
Steril I	1,4	—	—	2000	—	5	Steril I	1,8	—	—	3000	—	5
Concentrat	61,6	0,10	—	—	3000	2	Concentrat	68,0	0,11	0,62	—	3000	5
Steril II	37,0	0,13	—	—	—	—	Steril II	30,2	0,74	—	—	—	—
Nisip spălat	100,0	0,19	0,54	—	—	—	Nisip spălat	100,0	0,66	2,24	—	—	—

Tabela 7

Rezultatele flotației în varianta D_1

Produsul	Extracții în greutate %	Conținuturi, %		Reactivi, g/t		Timp de flotare min.
		Fe_2O_3	Al_2O_3	Naftenat de sodiu	$Ca(OH)_2$	
Steril I	1,0	8,30	6,74	3000	—	45
Concentrat	95,0	0,10	0,54	—	3000	18
Steril II	4,0	0,80	0,74	—	—	—
Nisip spălat	100,0	0,21	0,61	—	—	—
Steril I	2,0	13,14	29,19	3000	—	78
Concentrat	88,0	0,11	0,54	—	3000	24
Steril II	10,0	0,46	0,61	—	—	—
Nisip spălat	100,0	0,40	1,12	—	—	—

Observații : Temperatura apei a fost de 12°C.

În cazul în care varul este introdus înaintea naftenatului de sodiu, flotația cuarțului nu se mai produce, ceea ce nu mai confirmă teoria flotării cuarțului cu reactivi anionici după o prealabilă activitate a acestuia cu ioni de calciu. Cu alte cuvinte, naftenatul de sodiu are rol de activant, iar oxidul de calciu, rol de colector.

Pentru același gen de flotație efectuat în condițiile din tabela 6, însă la un număr de rotații mai mare de 500 rot/min, extracția în greutate în concentrat scade de la 96 la 70% (tabela 7), datorită desprinderii particulelor minerale din bulele de aer.

În tabelele 6 și 7 se remarcă de asemenea faptul că rezultatele flotației, respectiv conținuturile de Fe_2O_3 din concentrate, nu sînt în funcție de conținutul din alimentare, deoarece în cazul unui nisip cu un conținut de Fe_2O_3 în alimentare mai mare sau mai mic, conținutul de Fe_2O_3 din concentrat nu depășește 0,10%.

După cum rezultă din cercetările experimentale, conținutul de Fe_2O_3 are influență numai asupra extracției în greutate a concentratului și asupra timpului de flotare. În cazul unui nisip cu un conținut de Fe_2O_3 în alimentare mai mare de 0,30%, timpul de flotație se mărește de la 15 la 45 min, ceea ce atrage o mărire a numărului de celule de flotație.

Comparîndu-se rezultatele flotațiilor din variantele B și D (în privința reactivilor folosiți), reiese evident că flotația din varianta D este mult mai avantajoasă, deoarece se folosesc reactivi foarte ieftini și care se produc curent în țară.

Tabela 8

Sinteza rezultatelor flotației nisipurilor cuarțoase în variantele A, B și C

Proba	Nisip brut		Concentrat abraziune			Concentrate flotație varianta A			Concentrate flotație varianta B			Concentrate flotație varianta C		
	Conținuturi %		Conținuturi %		Extracții în greutate %	Conținuturi %		Extracții în greutate %	Conținuturi %		Extracții în greutate %	Conținuturi %		Extracții în greutate %
	Fe_2O_3	Al_2O_3	Fe_2O_3	Al_2O_3		Fe_2O_3	Al_2O_3		Fe_2O_3	Al_2O_3		Fe_2O_3	Al_2O_3	
1	0,94	2,86	0,42	1,02	70,5	0,24	0,85	97,5	0,10	0,24	57,0	0,09	0,80	84,5
2	0,64	2,18	0,28	1,03	72,0	0,13	0,91	97,5	0,11	0,91	79,0	0,06	0,22	82,0
3	0,52	2,07	0,24	1,40	75,5	0,12	0,46	98,7	0,11	0,46	68,0	0,05	0,23	74,0
4	0,43	1,58	0,20	0,96	73,4	0,13	0,63	98,0	0,08	0,90	64,0	0,06	0,53	85,0
5	0,37	1,11	0,26	0,78	78,2	0,13	0,52	96,8	0,10	0,69	89,0	0,06	0,71	86,0
6	0,29	1,13	0,24	0,72	80,0	0,12	0,64	96,8	0,09	0,40	81,0	0,07	0,36	88,0
7	0,22	0,81	0,18	0,55	85,0	0,12	0,41	98,0	0,06	0,49	81,0	0,05	0,20	87,0

În cazul variantei B, în care se folosește Sintam 50, flotația este mai dezavantajoasă, pentru faptul că reactivii cationici de genul Sintamului încă nu se produc în țară (pe lîngă faptul că sînt mult mai costisitori decît varul), iar importul unor reactivi de acest gen și în cantitățile necesare unei producții industriale pare neeconomic.

III. CONCLUZII

În urma cercetărilor experimentale a rezultat că pentru prepararea nisipurilor cuarțoase în care impuritățile purtătoare de Fe_2O_3 sînt de granulometrii diferite, procedeul flotației directe și inverse pare cel mai eficient. Prin acest procedeu se poate obține un concentrat cu un conținut de Fe_2O_3 mai mic de 0,10%, în condiții foarte avantajoase economic.

Produsul denumit steril II, care reprezintă 4–5% din alimentare, se poate utiliza cu succes în turnătorii.

Hidroxidul de calciu în flotația nisipului cuarțos s-a comportat ca depresant pentru mineralele cu conținut de Fe_2O_3 și colector pentru granulele de cuarț. În același timp a produs o mineralizare abundentă a spumei și i-a transmis o stabilitate deosebită.

Bibliografie

[1] Slain I. B. – *O povișenii odnorodnosti siria dlia steclovarenia.* Steclo i cheramica, nr. 5, 1953.
[2] Slain I. B. – *Mineralinoe siria dlia steclovarenia.* Promstroiizdat 1955.
[3] Kitaigorodski I. I., Landa L. S. – *Himiceschie obogascenia kvarțevîh pescov, glin u caolinov.* Steclo i cheramica, nr. 5, 1933.
[4] Sapiro I. E.: *Vlianie ochisi i zachisi jeleza v stecle na evo svetopropuscanie.* Steclo i cheramica, nr. 12, 1952.
[5] Kitaigorodski I. I., Landa L. S. – *Obezjelezivanie pecka.* Ghizlerprom, 1951
[6] Jukobski G. Iu., Rodin S. V., Jitomirskaia Z. Z. – *Obezjelezivanie pescov mehaniceschimi sposobami.* Steclo i cheramica, nr. 3, 1936.
[7] Jukobski G. Iu., Rodin S. V., Jitomirskaia Z. Z.: – *Obezjelezivanie pescov mehaniceschimi sposobami.* Steclo i cheramica, nr. 10, 1950.
[8] Jitomirskaia Z. Z. – *Obogascenie stecolinîh pescov.* Stecolinaia i cheramicescaia promișlenosti, nr. 9, 1949.
[9] Klassen V. I. – *Primenenie flotaționnîh metodov dlia obogascenia stecolinîh pescov.* Obogascenie nemetalliceschih poleznih iscopaemih metodom flotații. Izd. Acad. nauc S. S. S. R., 1952.
[10] Solomin K. V. – *Ologascenie pescov rossipnîh mestorojdenii noleznîh iscopaemîh.* Gosgortehizdat, 1961
[11] Lifșit M. A. – *Novii metod obezjelezivania pescov.* Cheramica i steclo, nr. 1, 1937.
[12] Dasher J., Ralston O. C. – *New methods of cleaning glass sand.* Bul. Amer. Ceram. Soc. 1941, vol. 20, nr. 6.
[13] Solomin K. V. – *Vintovîe separatorî.* Metallurghizdat, 1956.
[14] Meitina V. A. – *Ulucișenie caciestva stecolinîh pescov metodom flotoottirchi.* Disserataționnaia rabota. Moskva, Inst. stecla S. S. S. R., 1949.
[15] Slain B. I. – *Vîbor promîșlennovo obogascenia stecolinîh pescov.* Steclo i cheramica, nr. 4, 1951.
[16] Slain B. I. – *O tipe ustanovchi dlia ologașcenia stecolinîh pescov.* Steclo i cheramica, nr. 8, 1951.
[17] Meitina V. A. – *Issledovanie obogatimosti odnoi probî pesca Ianțenscovo mestorojdenia.* U. F. V. N. I. I. S., onciot, 1951.
[18] Tikacinschi I. D., Klassen V. I., Slain B. I., Meitina V. A. – *Usoverșenstvovanie flotoottirocinovo metoda obogașcenia stecolinîh pescov.* Otciot B. N. I. I. C. i U. F. V. N. I. C. 1951.
[19] Malanin M. I., Krupenina A. P., Cercașina M. M. – *Obogașcenie almazosoderjașcih corennoe porod u pescov.* Moskva. Gosgheolotehizdat, 1961.
[20] Jukovski G. Iu., Rodin S. V., Jitomirskaia Z. Z. – *Magnitnaia separația kvarțevîh stekolinîh pescov.* Steclo i cheramica, nr. 7, 1937.
[21] Slain I. B. – *O primenenii electrostaticescoi separații dlia obogașcenia kvarțevîh pescov.* Steclo i cheramica nr. 12, 1952.
[22] Milovidov S. M. – *Obogașcenie kvarțevovo peska Zahojskovo mestorajdenia Leningradscoi oblasti.* Annotația naucino-issled robot Mehanobraza 1937–1938.
[23] Slain I. B., Meitina V. A., Mones Ia. R., Timoșko Ia. V. – *Flotoottirocinii metod obogașcenia stecolinîh pescov.* Steclo i cheramica nr. 10 1950.
[24] Popova E. I. – *Glulocoe obogașcenie stecolinîh pescov.* Trud B. N. I. I. S., Promstroiizdat, 1954.
[25] Inst. Uralmehanobri – Revnițev – *Primenenie ulitrazvuca dlia obogașcenia kvartevîh pescov.* Steclo i cheramica, nr. 11, 1961.
[26] Knapp O. – *Obezjelezivanie pescov pri pomoșci hloristîh solei.* Obogașcenie stecolinih pescov. Sbornic perevodov, 1936.
[27] Goden A. M. – *Osnovî flotații*, perevod, 1933.
[28] Sazerlend K. L., Uork I. V. – Prințipi flotații, perevod s angliscovo iazika. Moskva, 1958.
[29] Polski S. I. – *Flotația rud redchih metallov i olova.* Gosgortehizdat, 1960.
[30] Belaș F. N. – *Flotația jelesnîh rud.* Gosgortehizdat, 1962.
[31] Plaksin I. N., Ciapîcina E. M., Melic Iu. G., Stepanov – *Metodî obogașcenia melcozernistîh pescov ilmonito-rutilo-țirconovîh rossîpei zapadnoi Sibiri.* Biuleteni țvetnoi metallurghii, nr. 18. 1958.
[32] Glemboțki V. A. – *Flotaționnîe svoistva kvorța.* Gornîi jurnal, nr. 4–5,1946.
[33] Borisov V. M. – *O vlanii șceloci i sodî na flotaționnîe cvoistva neculifidnîh mineralov.* Himicescaia promișlenosti nr. 4, 1955.
[34] Danilova E. V. – *O necotorîh ocobenostiah flotații kvarța kationimi reaghentami.* Sbornik Obogașcenia oleznih iscopaemîh, Mehanobr. vîn. I, 1952.
[35] Danilova E. V – *Flotația necotorîh nesulifidnîh mineralov (kvarț, beril, polevoi șpat, sliuda) kationîmi reaghentami.* Inst. Mehanobr, otciot 1948

PRODUCȚIA DE CIMENT PE PLAN MONDIAL ȘI ÎN ȚARA NOASTRĂ

Ing. Al. Vlăduț
C.S.P.

I. PRODUCȚIA MONDIALĂ DE CIMENT

Cimentul, sub forma în care îl cunoaștem astăzi, ca produs rezultat din măcinarea fină a clincherului obținut din sinterizarea unui amestec proporțional de calcar și argilă și care, amestecat cu apă, se întărește în contact cu aerul, cît și sub apă, iar după întărire devine rezistent la apă, se cunoaște de la începutul secolului al XIX-lea. Fiindcă seamănă la culoare și însușiri cu piatra de construcție ,,Portlandstone'' (piatra de Portland) din Anglia, acest ciment s-a numit ,,ciment Portland''.

De la primele începuturi pînă în zilele noastre s-a parcurs un drum uriaș, cimentul devenind astăzi principalul material de construcție.

Producția de ciment a început să se dezvolte pe scară industrială, datorită creșterii considerabile a volumului lucrărilor în construcții, în transporturi și industrie.

Producția mondială de ciment reprezenta la începutul secolului al XX-lea (anul 1900) circa 10 mil. tone și era repartizată cu totul inegal (Germania deținea 36 %, iar S.U.A. 14 %). Cu timpul, raportul s-a modificat: în 1910 S.U.A. ajunge pe primul loc și Germania trece pe locul doi. (Din producția mondială de ciment, S.U.A. producea 30 % și Germania 20 %.) În 1950, producția mondială de ciment reprezenta 133 mil. tone și era repartizată pe foarte multe țări (S.U.A. și Germania produceau 30 %). În perioada 1900—1950, producția de ciment din țările capitaliste a trecut prin perioade critice marcate de dezlănțuirea celor două războaie mondiale și de crizele economice care au avut loc. Astfel, în 1921, producția de ciment era mai mică cu 35 % față de cea din 1913, an în care producția de ciment a fost de circa 40 mil. tone, iar în anii celui de al doilea război mondial, producția a ajuns la 47 mil. tone, adică s-a micșorat la jumătate față de perioada dinainte de război (în 1939, producția de ciment era de circa 83,4 mil. tone).

Anii de după cel de al doilea război mondial se caracterizează printr-o rapidă dezvoltare a industriei cimentului. Încă din 1953, producția mondială de ciment a ajuns la 176 mil. tone, adică a depășit aproape de două ori cel mai înalt nivel antebelic. În 1965, producția mondială de ciment reprezenta 433 mil. tone, fiind de 5,2 ori mai mare decît cea obținută în 1938; repartizarea producției s-a modificat, pe locul I fiind U.R.S.S., iar pe locul II și III S.U.A., respectiv R. F. a Germaniei.

În ultimii zece ani, producția de ciment s-a dezvoltat în toate țările, cu un ritm mai rapid de dezvoltare în țările socialiste. Ponderea producției țărilor socialiste în producția mondială de ciment a crescut în 1965 față de 1950 de la 15,8 la 28,5 %, după cum rezultă din tabela 1.

Din datele cuprinse în tabela 1 reiese că producția de ciment a țărilor socialiste a crescut în 1965, față de 1950, de șase ori, pe cînd în aceeași perioadă producția de ciment a țărilor capitaliste a crescut numai de circa trei ori.

Tabela 1

Anul	Producția de ciment mil. tone			Ponderea producției în total %	
	producția mondială	din care		țările socialiste	țările capitaliste
		țările socialiste	țările capitaliste		
1950	133	21	112	15,8	84,2
1955	217	43	174	19,8	80,2
1960	317	88	229	27,8	72,2
1964	415	112	303	27,0	73,0
1965	433	123	310	28,5	71,5
1966	448*	122*	326	27,3	72,7

* Fără China.

În figura 1 este dat graficul producției de ciment pentru țările capitaliste și socialiste pentru perioada 1951—1965. Din acest grafic rezultă următoarele:

— ritmul de creștere a producției de ciment din țările socialiste este de circa două ori mai mare ca cel al țărilor capitaliste, fapt care va face ca producția țărilor socialiste s-o ia înaintea producției țărilor capitaliste;

— ritmul de creștere a producției de ciment din țările socialiste este continuu ascendent; ritmul de creștere a producției de ciment din

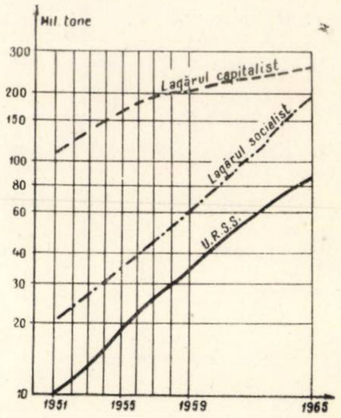


Fig. 1 — Dezvoltarea producției de ciment (Z. I. Loghenov, *Zement, Wapna, Gips*, nr. 2, 1962)

ţările capitaliste este mai pronunţat pînă în 1956 datorită conjuncturii create de cel de al doilea război mondial (refacerea construcţiilor). După 1956, ritmul producţiei de ciment începe să scadă fără o revenire ulterioară.

Tabela 2

Ţara	Producţia de ciment (mil. tone)		Producţia în 1966 faţă de 1950 (în %)	Ritmul mediu anual de creştere 1950–1966 (%)
	1950	1966		
R. P. Bulgaria	0,60	2,85	475	10,2
R. S. Cehoslovacă	2,00	6,13	307	7,3
R. P. Chineză	1,40	11,00*	800	14,9*
R. D. Germană	1,41	6,45	457	10,0
R. P. Polonă	2,51	10,04	400	9,1
R. S. Iugoslavia	1,22	3,23	265	6,3
R. S. România	1,03	5,89	572	11,5
R. P. Ungară	0,80	2,60	325	7,6
U.R.S.S.	10,19	80,01	785	13,7

* Anul 1965.

În tabela 2 este prezentată creşterea producţiei industriei de ciment din ţările socialiste în perioada 1950—1966, indicîndu-se totodată şi ritmul mediu anual de creştere a producţiei. Analiza datelor din tabela 2 ne arată că, în cadrul ţărilor socialiste, primul loc în ceea ce priveşte producţia de ciment îl ocupă U.R.S.S., atît în 1950, cît şi în 1966. Ca ritm mediu anual de creştere a producţiei între 1950—1966, pe primul loc se află R. P. Chineză. Se mai constată că toate ţările socialiste sînt caracterizate prin ritmuri înalte de dezvoltare a producţiei de ciment (cel mai scăzut ritm fiind de 6,3 %, cel al industriei de ciment din R. S. F. Iugoslavia).

În tabela 3 se poate urmări dezvoltarea industriei cimentului în marile ţări producătoare din lume în perioada 1950—1966, creşterea producţiei în 1966 faţă de 1950, în %, şi ritmul mediu anual de creştere în perioada 1950—1966.

Tabela 3

Ţara	Producţia de ciment (mil. tone)				Producţia în 1966 faţă de 1950 (%)	Ritmul mediu anual de creştere în perioada 1950–1966
	1950	1955	1960	1966		
U.R.S.S.	10,19	22,48	45,52	80,01	785	13,7
S.U.A.	38,72	52,99	56,06	65,08*	168	3,3
Japonia	4,46	10,56	22,54	38,28	858	14,4
R. F. a Germaniei	10,88	18,18	24,91	34,74	319	7,5
Franţa	7,42	10,77	14,35	23,44	315	7,4
Italia	5,14	10,78	16,01	22,37	435	9,9
Anglia	9,90	12,71	13,50	16,75	169	3,4
R. S. România	1,03	1,94	3,05	5,89	572	11,5

* În anul 1965.

Analiza datelor din tabela 3 ne arată că, în 1960, S.U.A. deţineau primul loc în lume în ceea ce priveşte nivelul producţiei de ciment, fiind urmată de U.R.S.S., R. F. a Germaniei, Japonia, Italia etc. În 1966, pe primul loc se situează U.R.S.S., urmată de S.U.A., Japonia, R. F. a Germaniei, Franţa, Italia etc.

Tabela 4

Ţara	Producţia (mii tone)	Anul				
	% faţă de 1938	1938	1950	1955	1960	1966
R. P. Albania	mii tone	9	16	45	120	
	%	100	177	500	1 333	
R. P. Bulgaria	mii tone	225*	602	812	1 586	2 851
	%	100	268	363	704	1 267
R. S. Cehoslovacă	mii tone	1 273**	1 998	2 892	5 051	6 130
	%	100	157	227	398	482
R. P. Chineză	mii tone	—	1 400	4 503	13 500	11 000***
	%		100	322	964	785
R. P. D. Coreeană	mii tone	—	380	360	1 916	—
	%		100	95	504	
R. D. Germană	mii tone	—	1 412	2 971	5 032	6 450
	%		100	210	356	457
R. S. F. Iugoslavia	mii tone	712	1 220	1 572	2 398	3 232
	%	100	171	221	336	453
R. P. Polonă	mii tone	1 719	2 514	3 813	6 599	10 040
	%	100	146	222	384	584
R. S. România	mii tone	510	1 028	1 936	3 054	5 886
	%	100	201	379	598	1 154
R. P. Ungaria	mii tone	323	797	1 175	1 571	2 601
	%	100	247	363	486	805
U.R.S.S.	mii tone	5 688	10 194	22 484	45 520	80 013
	%	100	179	395	800	1 406

* Anul 1939.
** Anul 1937.
*** Anul 1965.

În perioada 1950—1966, dintre ţările capitaliste, Japonia are cel mai înalt ritm mediu anual de creştere a producţiei de ciment.

În tabela 4 este dată dinamica producţiei de ciment în ţările socialiste în perioada 1938–1965.

În tabela 4 se arată creşterea impetuoasă a producţiei de ciment în toate ţările socialiste, caracteristică valabilă pentru dezvoltarea tuturor ramurilor economiei naţionale din ţările socialiste. În 1960, creşterea cea mai importantă o înregistrează R. P. Chineză (de 9,6 ori faţă de 1950) şi R. P. Albania (de 13,3 ori faţă de 1938), ceea ce se explică şi prin nivelul scăzut al producţiei de ciment în anul de bază. Ritmul cel mai scăzut îl înregistrează R. S. F. Iugoslavia (3,36 ori).

În 1966, ritmul cel mai ridicat îl înregistrează U.R.S.S. (14,06 ori) urmată de R. P. Bulgaria (12,67 ori), R. S. România (11,54 ori) etc., fapt explicat prin creşterea producţiei de ciment care a avut loc în perioada 1938—1966.

Industria cimentului este una dintre industriile importante ce caracterizează dezvoltarea economică a unei ţări. Ea arată atît ritmul, cît şi nivelul construcţiilor capitale care fac posibilă utilizarea mijloacelor de producţie, precum şi ritmul construcţiilor de locuinţe şi social-culturale.

Dezvoltarea rapidă a industriei de ciment o putem constata şi analizînd indicatorul „producţia de ciment pe cap de locuitor".

În tabela 5 se poate urmări dinamica producţiei de ciment pe cap de locuitor în principalele ţări producătoare.

Tabela 5

Ţara	kg ciment/cap locuitor			
	1950	1955	1960	1966
R. F. a Germaniei	218	253	449	578* 582
Franţa	178	248	314	474
Italia	110	224	323	431
Japonia	54	119	242	387
S.U.A.	254	319	310	334*
U.R.S.S.	57	115	212	314* 343
Anglia	196	248	257	305

* Anul 1965.

Din datele din tabela 5 rezultă că, în 1965, cifra cea mai ridicată (578 kg ciment/cap locuitor) s-a înregistrat în R. F. a Germaniei, care a întrecut cu 244 kg ciment/cap locuitor S.U.A., care erau pe primul loc în lume în 1950.

U.R.S.S., cu 314 kg ciment/cap locuitor, se situează în urma S.U.A., care au 334 kg ciment/cap locuitor. Ţinînd seamă că ritmul mediu anual de creştere a producţiei de ciment în 1966 faţă de 1950, în U.R.S.S. este de patru ori mai mare decît în S.U.A, este de aşteptat că U.R.S.S. va ajunge şi va depăşi S.U.A. şi sub aspectul producţiei de ciment pe cap de locuitor.

Este de menţionat că, în 1966, cea mai ridicată producţie pe cap de locuitor o deţinea Austria (617 kg/cap locuitor), urmată de Belgia cu 608 kg/cap locuitor.

II. PRODUCŢIA DE CIMENT ÎN REPUBLICA SOCIALISTĂ ROMÂNIA

Dezvoltarea continuă şi în ritm rapid a economiei naţionale în anii regimului de democraţie populară a necesitat înfăptuirea unui vast program de construcţii. Crearea unor mari obiective industriale şi agrozootehnice, ca şi sporirea capacităţilor existente, modernizarea şi construcţia căilor de comunicaţie, sistematizarea şi dezvoltarea oraşelor, crearea unor noi oraşe, ridicarea unor importante edificii social-culturale etc. au făcut ca întreaga ţară să devină un şantier.

Realizarea vastului program de construcţii prevăzut în planurile de stat a făcut necesară dezvoltarea corespunzătoare a industriei producătoare de materiale de construcţii. Eforturile care au fost depuse în scopul dezvoltării întregii economii au fost cu atît mai mari în această perioadă, cu cît s-a pornit de la o bază scăzută.

Dinamica producţiei în industria materialelor de construcţii, comparativ cu a întregii industrii (1950 = 100), este arătată în tabela 6.

Din tabela 6 se vede ritmul înalt de dezvoltare a industriei materialelor de construcţii în comparaţie cu ritmul industriei luat în totalitate.

Industria cimentului reprezintă subramura principală a industriei materialelor de construcţii, datorită ponderii mari cu care acest material intră în realizarea construcţiilor moderne.

Tabela 6

	1955	1960	1966	Ritmul mediu anual de creştere 1951–1966 (%)
Total industrie	202	340	723	13,2
Industria materialelor de construcţii	252	409	939	15,0

Dinamica creşterii producţiei acestui material tradiţional a fost mai accentuată decît la celelalte materiale de construcţii tradiţionale. Această evoluţie îşi găseşte explicaţia în faptul că :

a) Au fost introduse şi practicate pe scară din ce în ce mai largă metode şi sisteme constructive moderne : turnarea betoanelor în cofraje glisante, construirea de locuinţe în sistem fagure etc. şi mai ales folosirea masivă a prefabricatelor de beton armat, care au dus la creşterea consumului de ciment pentru construcţiile respective.

b) Au intervenit modificări substanţiale în ponderea diferitelor construcţii destinate satisfacerii necesităţilor economiei naţionale, în sensul că a crescut volumul lucrărilor mari consumatoare de ciment, cum sînt marile lucrări hidroenergetice, îmbrăcăminţile moderne de drumuri etc.

c) A sporit solicitarea acestui produs pe pieţele externe, fapt care a dus la creşterea exportului.

Industria cimentului s-a putut dezvolta în ţara noastră în condiţii economice optime, datorită resurselor naturale favorabile. Ea dispune de mari rezerve de materii prime (calcar, marnă, argilă, gips), avînd asigurat şi combustibilul necesar.

Faţă de cele arătate, producţia de ciment s-a dezvoltat continuu, după cum rezultă din datele cuprinse în tabela 7.

În procesul de dezvoltare a industriei cimentului, de sporire a capacităţilor de producţie, s-a mers pe linia creării unor unităţi mari, concentrate, înzestrate cu utilaje şi procese tehnologice perfecţionate.

Realizarea acestor concentrări s-a făcut prin :

— crearea unor fabrici noi de mare capacitate ;

— crearea unor linii noi în cadrul fabricilor existente care au condiţii favorabile de dezvoltare ;

— sistematizarea şi modernizarea procesului de producţie în restul fabricilor.

În acelaşi timp s-a mers pe linia desfiinţării acelor fabrici care nu aveau condiţii de dezvoltare sau modernizare (Bucureşti, Azuga, Dej, Gura Văii).

Este demn de remarcat faptul că liniile noi de ciment proiectate pentru 100 000 t ciment pe an (250 t clincher pe zi) şi cele pentru 320 000 t t/an ciment (800 t clincher pe zi) au fost realizate de industria noastră constructoare de maşini în anii 1950—1963.

Introducerea progresului tehnic s-a evidenţiat, nu numai prin mărirea capacităţilor de producţie, ci şi prin parametrii favorabili ai utilajelor şi instalaţiilor noi.

Astfel, indicii intensivi şi extensivi ai noilor cuptoare rotative de clincher puse în funcţiune în această perioadă se situează la un nivel ridicat. Cuptoarele de 250 t clincher/zi realizează un indice intensiv de 0,76 t/m^3/zi şi un indice extensiv în jur de 90%. De asemenea, consumul de combustibil la care s-a ajuns la cuptoarele de 800 t clincher/zi este de 1 450 kcal/kg de clincher, cifră comparabilă cu realizările pe plan mondial în procedeul umed de fabricaţie. Pentru îmbunătăţirea în continuare a acestui indice, la noile fabrici de ciment s-a trecut la procedeul uscat de fabricaţie.

Tabela 7

	UM	1938	1950	1955	1960	1965	1966
Producţia de ciment	mii t	510	1 028	1 936	3 054	5 406	5 886
%		100	201	379	598	1 060	1 154

În tehnologia de fabricaţie a cimentului, noul şi-a spus cuvîntul, introducîndu-se, printre altele, noi reţete pentru obţinerea rezistenţelor ridicate prin compoziţia mineralogică a clincherului (nu numai prin fineţea avansată de măcinare), noi adaosuri de mineralizatori în materia primă pentru obţinerea unor cimenturi speciale etc.

Prin organizarea producţiei de ciment în unităţi mari, prin crearea unor linii de mare capacitate, prin introducerea susţinută a progresului tehnic şi printr-o mai bună organizare a muncii s-a reuşit să se asigure o creştere continuă a productivităţii muncii, o reducere simţitoare a preţului de cost şi, în general, ridicarea nivelului rentabilităţii întreprinderilor.

Tabela 8

	UM	1950	1960	1965
Productivitatea muncii	t/muncitor/ /an	280	440	910
Preţ de cost	lei/t	280	200	170

Cifrele din tabela 8 înfăţişează progresul realizat în industria cimentului în perioada 1950—1965 în această privinţă.

Ca urmare a progresului tehnic în industria construcţiilor şi în celelalte ramuri ale economiei naţionale consumatoare de ciment, industria producătoare a acestui material a trebuit să facă faţă, nu numai sporirii continue şi masive a producţiei, dar şi ridicării nivelului calitativ al produsului, în sensul obţinerii de sortimente noi, cu destinaţii şi caracteristici speciale, corespunzătoare standardelor româneşti şi străine (cimenturi RIM, cimenturi de sondă de mare adîncime, cimenturi pentru baraje, cimenturi BSS, cimenturi ASTM etc.).

Din cele relatate se observă că industria cimentului s-a dezvoltat la un nivel care, nu numai că a acoperit nevoile mult sporite ale consumului intern, dar a contribuit şi la mărirea exportului ţării noastre.

Pentru a putea vedea cum s-a ajuns la obţinerea acestor frumoase rezultate se va arăta în continuare un scurt istoric al dezvoltării industriei de ciment în ţara noastră.

★

Primele fabrici de ciment din România au fost construite la sfîrşitul secolului trecut, fiind echipate cu cuptoare verticale în care drept combustibil erau folosiţi cărbunii importaţi din Anglia. În perioada 1889—1908 au fost construite 25 de cuptoare verticale, care dădeau la un loc o producţie anuală de 60 000 t clincher. Această producţie mică asigura aproape toate nevoile ţării, care se rezumau la puţinele lucrări edilitare executate pe atunci.

Primul cuptor rotativ a fost introdus în industria de ciment din ţara noastră în 1908, la fabrica de ciment din Comarnic. Datorită avantajelor acestui cuptor (capacitatea unitară de producţie mai mare, calitatea superioară a clincherului obţinut, posibilitatea folosirii unui combustibil indigen: păcură, petrol, gaz natural) într-un timp scurt, cuptoarele verticale existente în acea vreme au fost înlocuite cu cuptoare rotative.

Fabricile noi care au fost construite ulterior au luat în considerare numai cuptoarele rotative. În perioada 1900—1939 au fost puse în funcţiune în ţara noastră 19 cuptoare rotative cu productivităţi cuprinse între 3,05 şi 8,21 t clincher/h, capacitatea de producţie instalată fiind de 116,06 t clincher/h. Admiţînd un grad de folosire a cuptoarelor minim de 80 %, înseamnă că în 1939 trebuia să se realizeze o producţie de:

$$0{,}8 \times 365 \times 24 \times 116{,}06 = 863\,686 \text{ t clincher}$$

ceea ce corespunde unei producţii de circa 1 000 000 t ciment. În realitate, în 1938, producţia de ciment a României a fost de 510 000 t, o producţie de vîrf a economiei burghezo-moşiereşti, ceea ce reprezintă abia jumătate din posibilităţile capacităţilor instalate.

În perioada 1940—1949 nu a fost instalată nici o capacitate suplimentară în industria de ciment a României.

După naţionalizarea principalelor mijloace de producţie (în 1948), statul democrat popular a luat măsuri de folosire la maximum a capacităţilor de producţie instalate. Astfel, producţia de ciment s-a dezvoltat, obţinîndu-se:

— în 1948 . . . 657 000 t
— în 1950 . . . 1 028 000 t

Nevoile dezvoltării economiei naţionale cereau sporirea producţiei de ciment. Concomitent cu sporirea indicilor la capacităţile existente, trebuiau instalate capacităţi noi. Întreg echipamentul mecanic şi electric al fabricilor în funcţiune provenea din import. Piesele de schimb pentru industria cimentului se aduceau de asemenea din import. Pentru dezvoltarea socialistă a fabricilor de ciment, industria construcţiilor de maşini din R. S. România a primit sarcina asimilării liniilor tehnologice de ciment. Primele linii tehnologice de ciment 250 t clincher/zi fabricate în întregime în ţară (echipament mecanic şi electric) au intrat în funcţiune între 1950 şi 1953. Momentul este deosebit de important, România devenind independentă de import în ceea ce priveşte dezvoltarea producţiei de ciment.

În perioada 1950—1955 au fost puse în funcţiune 16 linii tehnologice de 25 t clincher/zi prin construirea a două fabrici noi de ciment (Medgidia şi Bicaz) şi prin dezvoltarea capacităţilor de producţie la fabricile de ciment din Turda şi Fieni.

Prin punerea în funcţiune a acestor linii, capacitatea de producţie instalată în fabricile de ciment din R. S. România a crescut de la 116,06 t/h în 1939 la 301,66 t/h în 1955, adică cu 185,6 t/h.

Perfecţionările şi îmbunătăţirile aduse ulterior acestor linii tehnologice de 250 t clincher/zi au dus la ridicarea productivităţii cuptoarelor la 320—340—350 t/zi, obţinîndu-se astfel, anual, un spor de producţie mediu de 60 t/zi/linie, ceea ce înseamnă un spor de producţie de circa 300 000 t anual.

În perioada 1955—1962 nu a mai fost pusă în funcţiune nici o capacitate nouă de producţie în industria de ciment a României. Cu toate acestea, pe seama folosirii mai bune a capacităţilor instalate şi prin îmbunătăţirea indicilor intensivi şi extensivi la liniile tehnologice în funcţiune, producţia de ciment a crescut de la 1 936 000 t în 1955 la 3 308 000 t în 1961.

Între 1962 şi 1963 sînt instalate noi linii tehnologice moderne de ciment asimilate în ţară de 800 t clincher/zi. Astfel au fost puse în funcţiune 6 linii pe procedeul umed de fabricaţie la unităţile existente la acea dată (Fieni, Bicaz, Turda, Medgidia).

Datorită acestei dezvoltări, capacităţile de producţie ale fabricilor de ciment respective trec de 1 000 000 t/an (Turda atinge 1 500 000 t/an).

Capacităţile de producţie de ciment din R. S. România se caracterizează — conform celor arătate — prin creşterea continuă a capacităţii liniilor tehnologice şi a capacităţii fabricilor. Faţă de primele capacităţi instalate, capacitatea cuptoarelor şi a fabricilor a crescut de peste zece ori, ceea ce marchează concentrarea producţiei caracteristică economiei socialiste înaintate.

*

În ceea ce priveşte situaţia indicatorului „producţia de ciment pe cap de locuitor" în ţara noastră, îi putem analiza dinamica în tabela 9.

Tabela 9

	1950	1955	1960	1964	1965	1966
kg/cap locuitor	63	112	166	251	284	307
Procente	100	177	263	398	450	487

Sub aspectul producţiei de ciment pe cap de locuitor, ţara noastră, cu cele 307 kg ciment/cap locuitor în anul 1966 se găseşte la un nivel de circa două ori mai scăzut faţă de marile ţări producătoare de ciment. Aceasta se explică prin nivelul slab al tehnicii moştenite de la regimul burghezo-moşieresc (28 kg ciment/cap locuitor în 1938). În anii regimului democrat popular, producţia de ciment pe cap de locuitor a crescut de 11 ori (1966 faţă de 1938).

Lichidarea rămînerii în urmă în această privinţă se va realiza prin sporirea în ritm ascendent a producţiei de ciment în ţara noastră.

PREMISE DE CALCUL ÎN DIMENSIONAREA CUPTOARELOR-VANĂ PENTRU FABRICAREA GEAMURILOR TRASE

Ing. M. Nestor
Fabrica de geamuri Buzău

Producţia de geamuri din ţara noastră a trebuit să crească într-o perioadă relativ scurtă fără a solicita un volum mare de importuri complexe şi fără a avea o experienţă în construirea cuptoarelor-vană de mare capacitate. În acest fel, cu experienţa destul de sumară acumulată pînă în 1957, s-a trecut la construirea unor cuptoare-vană de mare capacitate cu producţii zilnice de 18 000–20 000 m^2.

În proiectarea şi executarea lor s-a plecat de la o serie de date teoretice şi experimentale, nu în totalitate bine fundamentate ştiinţific, şi în perioada punerilor în funcţiune au apărut o serie de greutăţi care au pus probleme teoretice deosebite. Defecte sistematice de construcţie întîmplate la construirea unor cuptoare (aşa cum a fost ridicarea blocurilor de fund), defecte de afinare, ne-au obligat să aprofundăm problemele teoretice ale acestor cuptoare, să găsim căile de remediere şi să asigurăm producţia de geamuri a ţării, atît pentru consumul intern, cît şi pentru export, la un nivel cantitativ şi competitiv cerut de economia actuală.

În cadrul acestor probleme a ocupat un loc deosebit dimensionarea justă a zonei de afinare, dimensionare care în proiectarea de pînă acum se făcea prin raporturi comparative cu alte cuptoare din producţia mondială, fără a se ţine seamă de particularităţile termice şi productive ale fiecăruia în parte.

Cu ocazia reparaţiilor şi modernizărilor efectuate succesiv la cuptoarele mici şi apoi la cele de mare capacitate s-a pornit de la o serie de date teoretice şi s-a trecut la un calcul riguros, corect, care, aplicat cu încetul, a dus la rezultate pozitive, la creşterea cantitativă şi calitativă a producţiei de geamuri.

Defecţiunile principale apărute au fost elaborarea unei sticle cu defecte de afinare şi — după o perioadă relativ scurtă de funcţionare — deteriorarea fundului refractar al bazinelor prin antrenarea în curentul de sticlă a blocurilor de fund şi scoaterea din funcţiune prematură a cuptoarelor. Toate aceste considerente ne-au făcut să ne îndreptăm atenţia către dimensionarea corectă a zonei de afinare şi controlarea judicioasă a circulaţiei curenţilor de sticlă în această zonă.

În determinarea corectă a suprafeţei de afinare s-a plecat de la o serie de parametri presupuşi constanţi, ca poziţia punctului de izvorîre, temperaturile sticlei în diferitele puncte, circulaţia teoretică a curenţilor aşa cum se arată în figura 1.

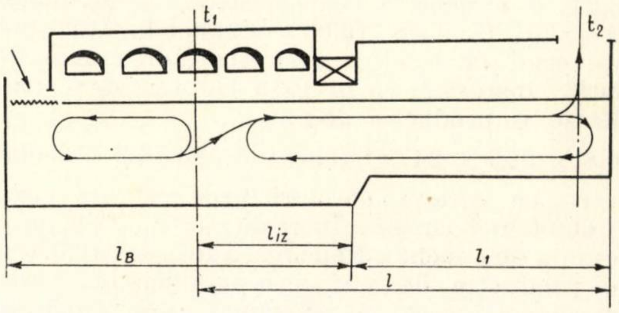


Fig. 1

Volumul orar de sticlă transportat de curentul principal are valoarea:

$$V = W_m \cdot B \cdot h' \ (\mathrm{m^3/h}) \qquad (1)$$

unde:

B este lăţimea bazinului;
W_m — viteza medie a curentului principal (m/min.);
h' — grosimea curentului principal (m);

W_m se determină cunoscînd valoarea curentului maxim (W_{max}):

$$W_m = \frac{5}{8} W_{max} \ (\mathrm{m/h}).$$

Greutatea sticlei transportate are valoarea:

$$G_o = V \cdot \gamma_m \ (\mathrm{t/h}) \qquad (2)$$

unde:

G este greutatea sticlei transportate;
γ_m — greutatea specifică medie a sticlei.

Temperaturile curenţilor de suprafaţă şi de întoarcere au fost măsurate prin date comparative cu alte cuptoare similare în funcţiune.

Distanţa l de la punctul de izvorîre pînă la punctul de tragere:

$$l = l_{iz} + l_1.$$

Problema care se pune este determinarea corectă a lungimii l_1, care determină o răcire corectă a sticlei şi o circulaţie optimă.

Stabilirea acestei lungimi trebuie determinată dintr-un bilanţ termic în această zonă, completat cu influenţa barajelor termice şi a indicelui de circulaţie [n] (numărul lui Novac).

Influența barajelor și a pragurilor asupra debitului de sticlă

Debitul de sticlă ce pătrunde din zona de topire în cea de afinare și răcire se determină cu formula :

$$G_1 = K_v G_o \text{ (kg/h)} \qquad (3)$$

unde :

K_v aduce influența pragului la reducerea debitului de sticlă. Acest coeficient se determină după forma geometrică a acestui prag și este adimensional.

$$K_v = K_s \cdot K_1 \cdot K_p$$

unde :

K_s este un coeficient care ține seama de variația dimensiunilor în plan de la o zonă la alta ;

$$K_s - 0{,}6 \cdot \frac{b}{B} + 0{,}4$$

unde :

b este lățimea zonei de afinare și răcire ;

K_1 — coeficient care ține seama de prezența unor ajutaje scufundate (plutitori subpoduri) în sticlă.

În cazul cuptoarelor-vană pentru geamuri trase s-a renunțat la aceste ajutaje $K_1 = 1$.

$K_p = 1 - \left(\frac{P}{H}\right)^2$, coeficient care ține seama de mărimea pragurilor.

Coeficientul total de frînare K_v este produsul acestor coeficienți parțiali.

Curentul de sticlă total care ajunge în zona de tragere se compune din suma a doi curenți, unul principal de suprafață și unul interior sau de fund.

$$G_1 = G' + G'' \text{ (t/h)}$$

unde :

G' este greutatea curentului de suprafață (debitul în t) ;

G'' — greutatea curentului interior (de fund)

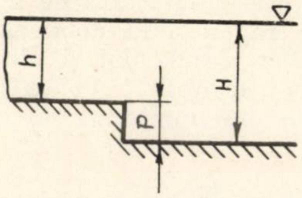


Fig. 2

Indicele de circulație sau numărul lui Novac (denumire uzuală) :

$$n = \frac{G_1}{G_{extras}}$$

unde :

G_{extras} este cantitatea de sticlă extrasă orar prin mașinile de tras (cantitate brută).

Cu suficientă exactitate se pot lua :

$$G' = G_{extras} + \frac{1}{2} G_1$$

$$G'' = G_{extras} - 1/2\ G_1.$$

Cunoscînd acum aceste date, se poate determina cantitatea de căldură care pătrunde din zona de topire în zona de afinare :

$$Q' = G't'c' \text{ (kcal/h)}$$

unde :

Q' este cantitatea de căldură adusă cu curentul de suprafață ;

G' — greutatea curentului de suprafață (debit) ;

c' — căldura specifică a curentului de suprafață ;

t' — temperatura medie a curentului principal în secțiunile reduse de după praguri.

$$Q'' = G''t''c'' \text{ (kcal/h)}$$

unde relațiile au aceeași semnificație pentru curentul de fund (de interior).

De obicei, din experiența făcută la cuptoarele noastre, temperatura sticlei sub ecran, la suprafața sticlei este de 1 350—1 400° (la cuptoarele mari), iar în interiorul sticlei 1 100—1 150°.

De obicei, la sticlele albe, gradientul termic este constant.

Diagrama vitezelor și a temperaturilor în această zonă are forma din figura 3.

Folosind aceste diagrame, se determină gradientul termic :

$$\theta = \frac{t_{sup} - t_{int}}{H} \text{ (grad/min.).}$$

Cunoscînd valorile acestui gradient, se determină temperaturile medii t' și t''.

$$t' = t_{sup} - \frac{1}{2} h'\theta$$

$$t'' = t_{int} + \frac{1}{2} h''\theta$$

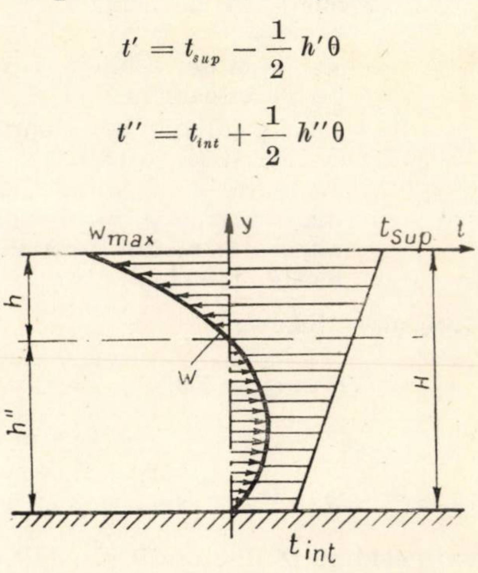


Fig. 3

În unele cazuri, în zona de îngustare se montează un pod cufundat în sticlă și în acest caz trebuie introdusă și influența acestuia sub forma unui coeficient Kh'. În cazul cuptoarelor studiate de noi acest coeficient $Kh' = 1$.

O a doua corecție care trebuie adusă este legată de creșterea cantității de sticlă extrasă, care duce la mărirea cantității de sticlă aduse de curentul de suprafață și la reducerea celei aduse de curentul de fund. Coeficienții ce corectează grosimea stratului principal se determină cunoscînd raportul dintre G_{extras}/G_1, adică inversul numărului lui Novac $1/n$ și este dat de diagrama din figura 4.

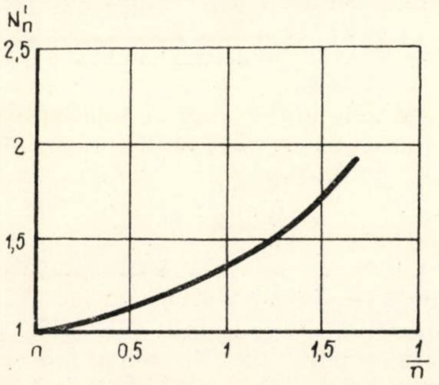


Fig. 4

În acest caz, grosimea reală a curentului principal va fi $h_K' = N_{h'} \cdot h'$, grosimea reală a curentului de fund fiind $h_K'' = H - h'$ (m).

Cunoscînd acum toate aceste elemente, lungimea zonei de afinare se determină în felul următor :

1. Se determină cantitatea totală de căldură care trece de la zona de topire la zona de afinare $Q_t = Q' + Q''$.

2. Se determină suma totală a pierderilor de căldură în felul următor :

Q_{ex} = pierderile de căldură cu sticla extrasă ;
$Q_{înd}$ = pierderile de căldură cu curentul de întoarcere ;
Q_{pierd} = suma pierderilor de căldură prin orificii și șanțuri ;
$Q_{div.\ pierd.}$ = pierderile de căldură prin radiație și convecție în zona de afinare și răcire (pînă în axul locului principal).

Se face acest bilanț :

$$Q_x = Q_t - \Sigma Q_{i\ pierd}$$

unde :

$$\Sigma Q_{i\ pierd} = Q_{ext} + Q_{int} + Q_{pierd.} + Q_{div.\ pierd.}$$

Această căldură Q_x este cantitatea de căldură remisă, care trebuie pierdută prin suprafața liberă a sticlei în zona de afinare. Dacă se notează cu q_x cantitatea de căldură pe care sticla o pierde pe 1 m din această zonă, rezultă lungimea l_x a zonei de afinare-răcire :

$$l_x = \frac{Q_x}{q_x}.$$

De obicei, din experiența făcută la cuptoarele din țara noastră, cît și din străinătate, valoarea optimă a lui q_x este în jurul a 40 000—41 000 kcal/m. În calcule, valoarea lui q_x a fost luată de 40 400 kcal/m, ca o valoare medie.

Cunoașterea acestei metode de calcul, aplicată succesiv la redimensionarea cuptoarelor-vană de la Scăieni, a dus la mărirea zonelor de afinare în dauna zonelor de topire și, în general, la redimensionarea integrală a cuptoarelor-vană.

Totodată, s-a văzut că realizarea unui bilanț termic optim duce la introducerea în zona de tragere a unei sticle bine preparate (afinate) și bine răcite. Excesul de izolare a fundului și a bazinului în această zonă nu are totdeauna o influență pozitivă, el ducînd la mărirea suprafețelor cuptorului și la o accentuare a circulației sticlei, la mărirea cantității de sticlă în curentul de întoarcere și de aici la o uzură prematură a îmbrăcăminții refractare a cuptorului.

Aplicarea acestor principii de calcul la redimensionarea cuptoarelor din cadrul fabricii de geamuri de la Scăieni a avut un efect pozitiv, ducînd la creșterea calității sticlei extrase și la funcționarea cuptoarelor pe campanii de 24 de luni, la conservarea căptușelii refractare a fundului pe durate de 4—8 ani de funcționare fără înlocuirea refractarelor.

În prezent, la proiectarea noilor cuptoare, cunoscîndu-se materialele teoretice de calcul, se pot face dimensionări judicioase, care duc la forme constructive optime și la reducerea valorilor de investiții, asigurîndu-se calitatea optimă a sticlei extrase. Toate acestea sînt de mare importanță pentru industria de geamuri, pusă astăzi din nou în fața unor probleme complexe datorită necesității de a asimila noi procedee de tragere fără debiteză, dimensionarea corectă a cuptorului și obținerea unei sticle cu condiții optime de extragere fiind condiții foarte însemnate.

Bibliografie

[1] Velev D. S. — *Calculul zonei de afinare la cuptoarele-vană pentru sticlă.* Sticla și ceramica, nr. 8, 1962.

[2] Stepanenko M. G., Pavlov V. S. — *Metode de calcul al cuptoarelor-vană pentru sticlă cu diferite instalații de extragere.* Sticla și ceramica, nr. 3, 1962.

[3] Ene Nicolae, Tănase M., Podor O. — *Studiu termotehnic al cuptorului 3 Scăieni — martie 1968.* Uz intern. Fabrica de geamuri Scăieni.

[4] Petrea I., Tănase M., Podor O. — *Studiu termotehnic al cuptorului V — august 1967.* Uz intern. Fabrica de geamuri Scăieni.

NOTE

Considerații cu privire la efectele cutremurului Tokachi-Oki (Japonia) asupra structurilor de beton armat

Ing. Florin-Ermil Dabija
ISCAS

În dimineața de 16 mai 1968, regiunea nordică a arhipelagului japonez a fost zguduită de un violent cutremur, care a provocat victime omenești și pagube materiale considerabile, ca urmare a avarierii grave a unui mare număr de construcții.

Manifestarea seismică — catalogată sub numele de cutremurul Tokachi-Oki — a constat dintr-un șoc principal avînd magnitudinea 7,8 urmat în intervalul a 24 de ore de alte două șocuri de magnitudine 7,4 și respectiv 6,5. Ele au provenit dintr-un focar comun situat sub ocean la circa 130 km depărtare de țărm și la adîncimea de 20 km. Mișcările seismice au fost simțite și în Tokio, aflat la peste 700 km distanță față de epicentru. În figura 1 este schițată configurația regiunii afectate de cutremur. Sînt marcate de asemenea epicentrele altor cutremure semnalate aici, avînd magnitudinea mai mare de 7,5.

Cutremurul din 16 mai 1968 a fost înregistrat de numeroasele seismografe instalate în regiune. Accelerația orizontală maximă a fost egală cu 0,23 g, iar cea verticală egală cu 0,11 g (g = accelerația gravitației). Accelerogramele permit că se observe faptul că perioadele predominante ale mișcării seismice sînt cuprinse în gama 0,2—0,4 sec, coincizînd cu valorile perioadei proprii a terenului, determinate prin măsurători făcute asupra agitației microseismice.

În figura 2 este reprezentat spectrul seismic de răspuns calculat pe baza uneia din accelerogramele înregistrate în timpul cutremurului. Se poate observa amplificarea deosebită a mișcării în gama perioadelor scurte(0,2—0,4 sec).

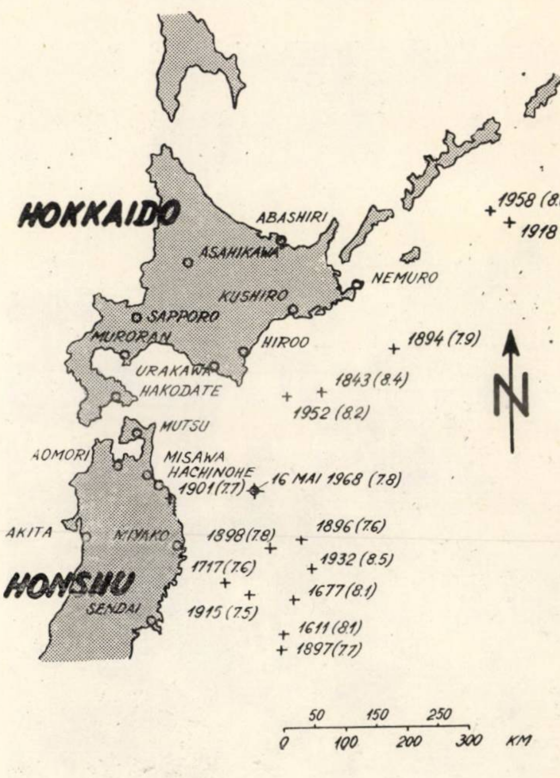
Ținînd seama de magnitudinea cutremurului și de distanța redusă a zonelor populate față de epicentru, se poate aprecia că distrugerile provocate au avut totuși un caracter relativ restrîns. Ceea ce atrage imediat atenția sînt avariile grave suferite de o serie de clădiri cu 3—4 niveluri, avînd structura de beton armat, toate construite în ultimii zece ani.

Pentru această categorie de construcții, coeficientul standard al forței tăietoare la bază (coeficientul seismic) indicat de prescripțiile oficiale japoneze are valoarea 0,20. Aplicînd reducerea de 10% prevăzută pentru insula Hokkaido și nordul insulei Honshu, coeficientul seismic utilizat la proiectarea acestor structuri a fost luat egal cu 0,18. Sub acțiunea combinată a sarcinilor gravitaționale și a celor seismice, aceleași prescripții indică următoarele rezistențe de calcul : pentru beton 2/3 din rezistența de rupere, iar pentru oțel, rezistența de curgere.

★

Regiunea afectată de cutremurul Tokachi-Oki are o întindere destul de mare. Majoritatea clădirilor de locuit o formează casele parter cu schelet de lemn, care au avut o comportare neașteptat de bună. Supraviețuind șocului seismic propriu-zis, numeroase case de lemn au fost însă distruse din cauza masivelor alunecări de teren provocate de acesta. De altfel, acestor alunecări de teren — favorizate și de trei zile de ploaie torențială

Fig. 1 – Regiunea din nordul Japoniei afectată de cutremurul din 16 mai 1968



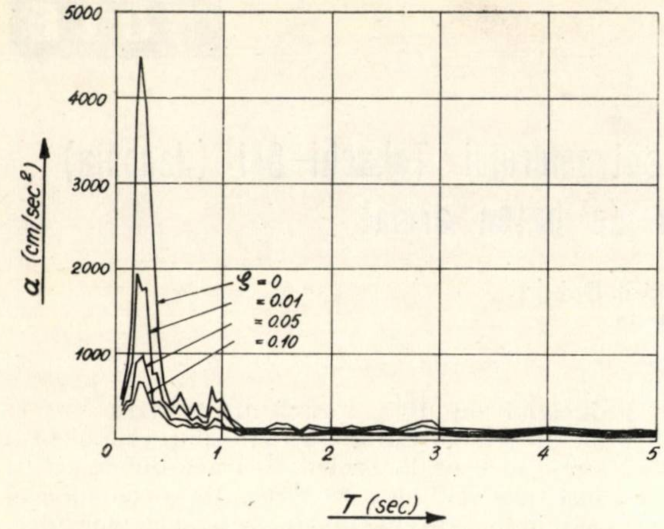


Fig. 2 – Spectrul accelerației cutremurului din 16 mai 1968 calculat pe baza înregistrării obținute la Hirro (componenta E – V a mișcării seismice)

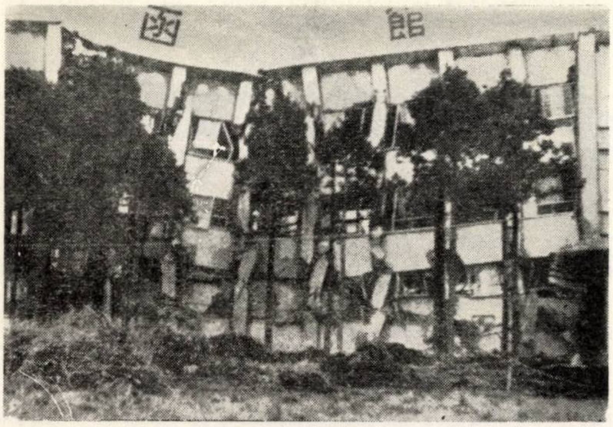
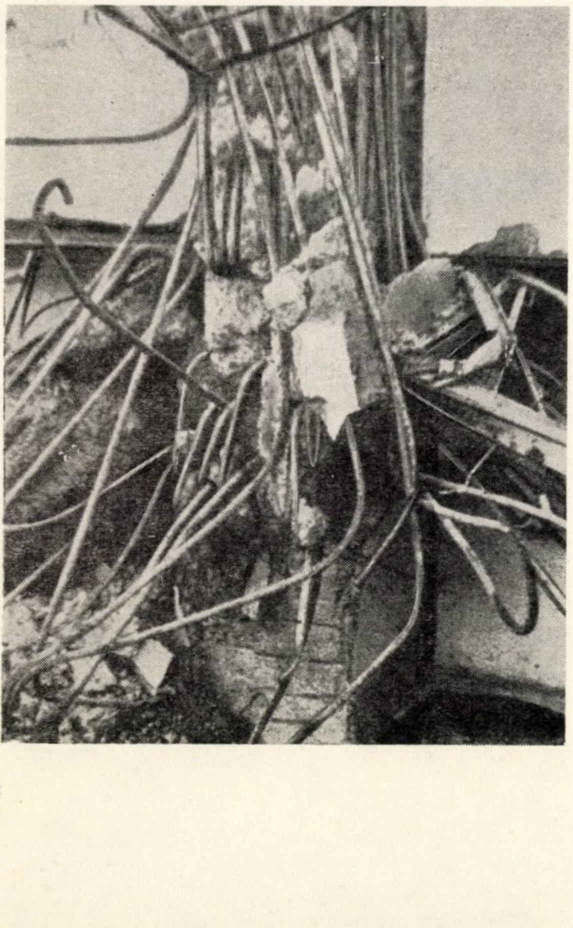


Fig. 4 – Universitatea din Hakodate



← Fig. 6 – Universitatea din Hakodate

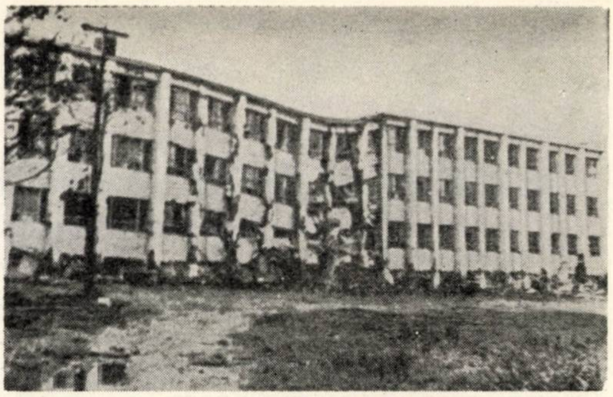


Fig. 3 – Universitatea din Hakodate

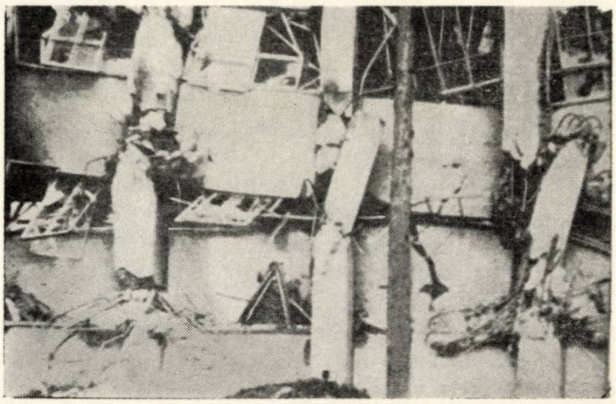


Fig. 5 – Universitatea din Hakodate

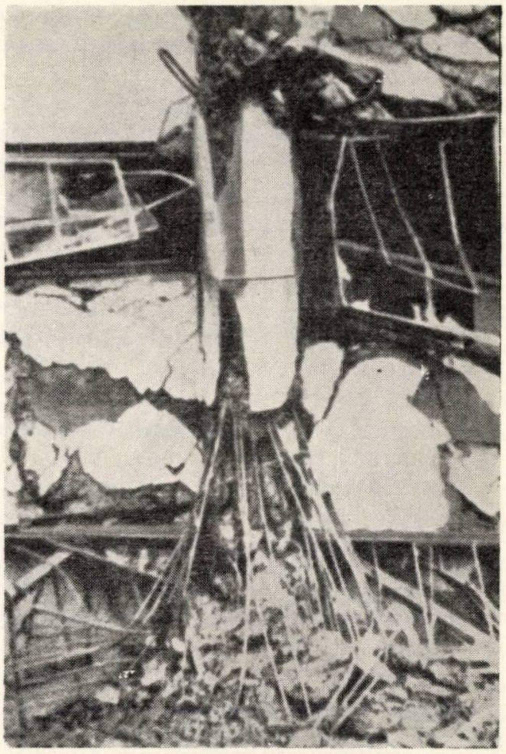


Fig. 7 – Universitatea din Hakodate

care au precedat cutremurul — li se datoresc cele mai multe victime şi cele mai mari pagube materiale.

Stratificaţia superficială a terenului cuprinde, în general, o argilă compactă, iar pe alocuri material aluvionar. Fundaţiile construcţiilor s-au comportat bine şi nu au generat avarierea suprastructurii. S-au constatat puţine cazuri de tasări mai pronunţate ale terenului sub fundaţii.

Cercetările efectuate au permis să se evidenţieze anumite caracteristici comune ale structurilor de beton armat ale clădirilor care au prezentat avarii puternice. Aceste clădiri, aparţinînd în cea mai mare parte unor instituţii de învăţămînt, au o formă foarte alungită în plan (de ordinul a 10 × 70 metri). În unele cazuri, două astfel de clădiri au fost unite între ele printr-un coridor de legătură.

Structurile sînt realizate cu cadre de beton armat, avînd travee de circa 6 sau 9 m. Înălţimea nivelurilor se situează în jurul a 3,50 m. Stîlpii de secţiune 60 × 50 pînă la 90 × 50 cm sînt dezvoltaţi în direcţia longitudinală a clădirii. Riglele cadrelor longitudinale din faţade sînt foarte înalte. Constituind totodată şi parapet al ferestrelor, ele ajung la înălţimi ale secţiunii de 1,50—2,00 m, avînd grosimi de 20—30 cm. În unele cazuri s-au prevăzut diafragme rare de beton armat pe direcţia transversală. Nu există asemenea diafragme pe direcţia longitudinală.

Materialele utilizate au caracteristici mecanice obişnuite, corespunzînd mărcilor de beton B 200 şi de oţel OB 38 de la noi. În general, s-a putut remarca o calitate satisfăcătoare a lucrărilor executate. În cîteva cazuri s-a constatat totuşi existenţa unui beton de slabă calitate, care şi-a adus desigur contribuţia directă la agravarea unor avarii.

★

O primă constatare cu caracter general este aceea potrivit căreia principalele avarii au fost provocate de mişcarea vibratorie a clădirilor în direcţie longitudinală, indiferent de orientarea acestora pe teren. Acest fapt apare ca fiind rezultatul unei defectuoase alcătuiri a structurii. Înălţimea neobişnuit de mare a riglelor cadrelor longitudinale a exercitat un dublu efect defavorabil asupra comportării structurii la acţiunea seismică. În primul rînd, datorită rigidităţii excesive a riglelor în comparaţie cu stîlpii, ,,mecanismul'' de disipare a energiei prin deformaţie inelastică a fost dirijat către aceştia din urmă, fenomen cu desăvîrşire de nedorit în proiectarea antiseismică. În al doilea rînd, reducerea considerabilă a înălţimii libere a stîlpilor a dus în multe cazuri la preponderenţa efectului de lunecare faţă de cel de încovoiere, structura fiind astfel lipsită de ductilitatea necesară pentru a face

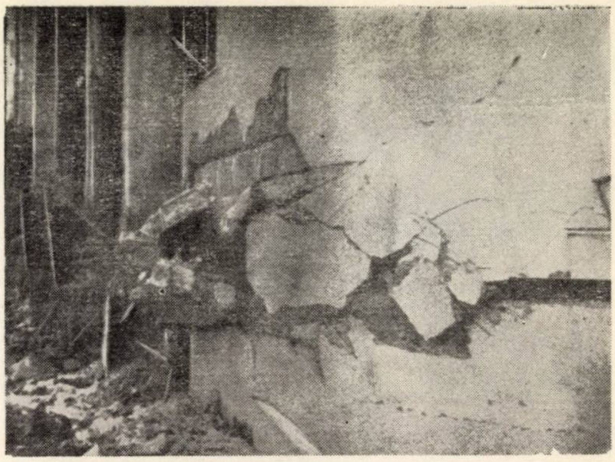


Fig. 8 — Universitatea din Hakodate

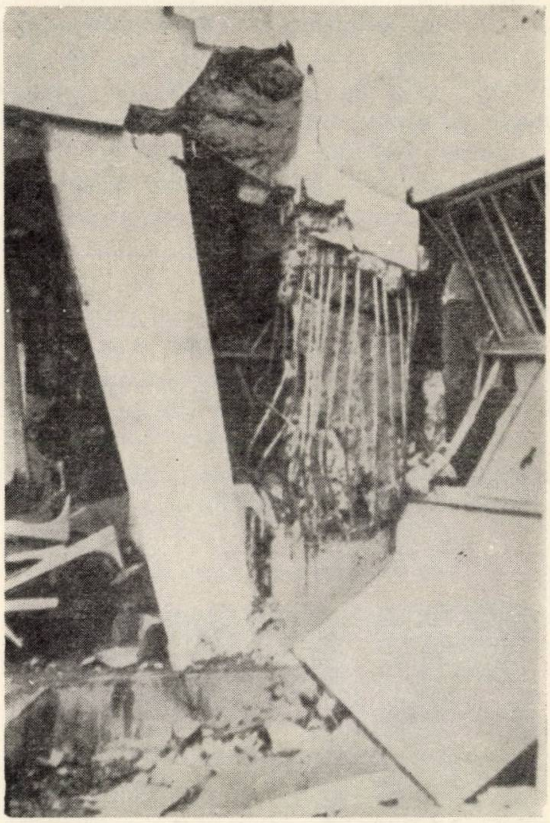
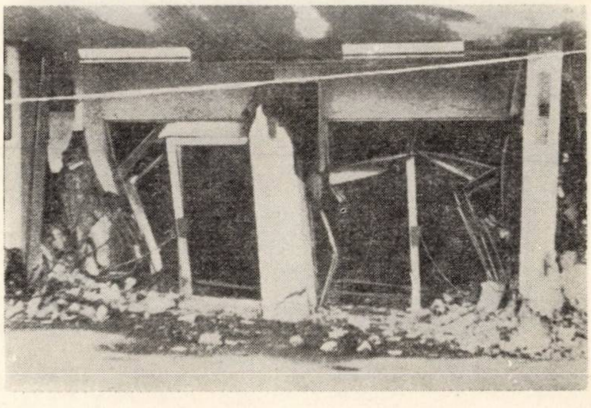


Fig. 9 — Universitatea din Hakodate

Fig. 10 — Universitatea din Hakodate



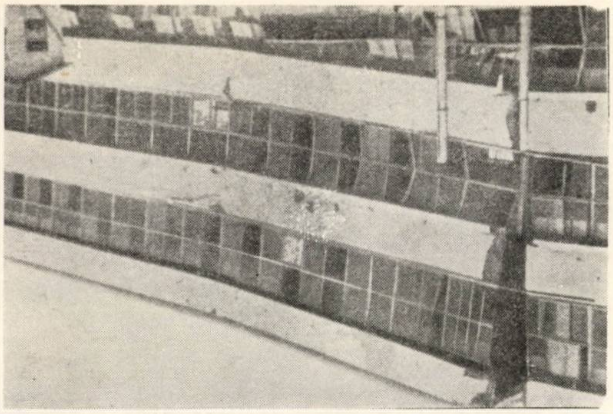


Fig. 11 – Şcoala comercială din Misawa

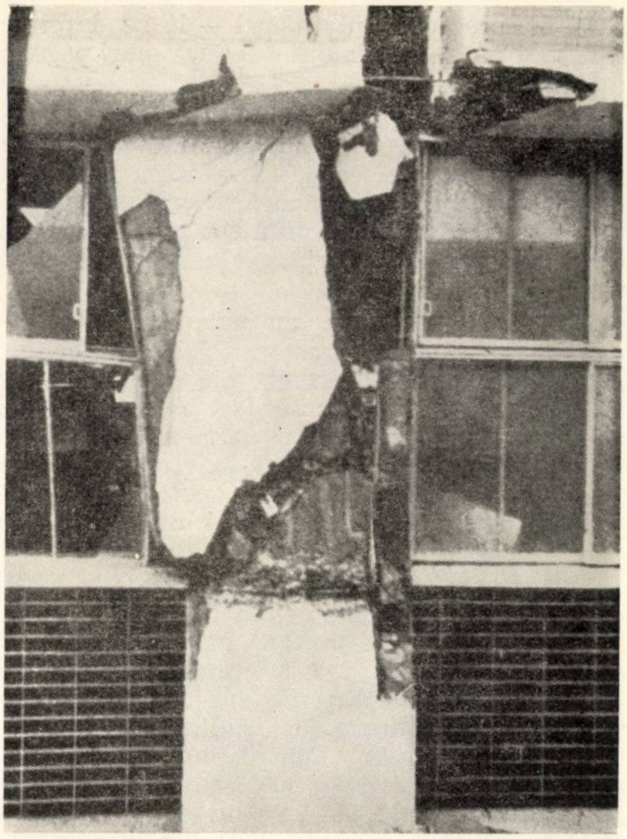


Fig. 13 – Şcoala comercială din Misawa

faţă unui cutremur puternic şi de lungă durată. În sfîrşit este de menţionat şi faptul că dezaxarea riglelor longitudinale de faţadă în raport cu stîlpii (elementele ,,filînd'' la faţa lor dinspre interiorul clădirii) a înrăutăţit şi mai mult situaţia acestora din urmă, datorită efectului de torsiune introdus.

În figurile 3 — 16 sînt prezentate cîteva aspecte care ilustrează grăitor constatările menţionate mai sus.

Caracteristicile mişcării terenului în timpul cutremurului Tokachi-Oki s-au dovedit deosebit de defavorabile pentru structurile cu puţine niveluri, avînd rigiditatea ridicată. Cutremurul a avut o durată mare (peste un minut), prezentînd o amplificare foarte puternică a acceleraţiei în gama perioadelor scurte, în care se situează clădirile menţionate.

Fig. 12 – Şcoala comercială din Misawa

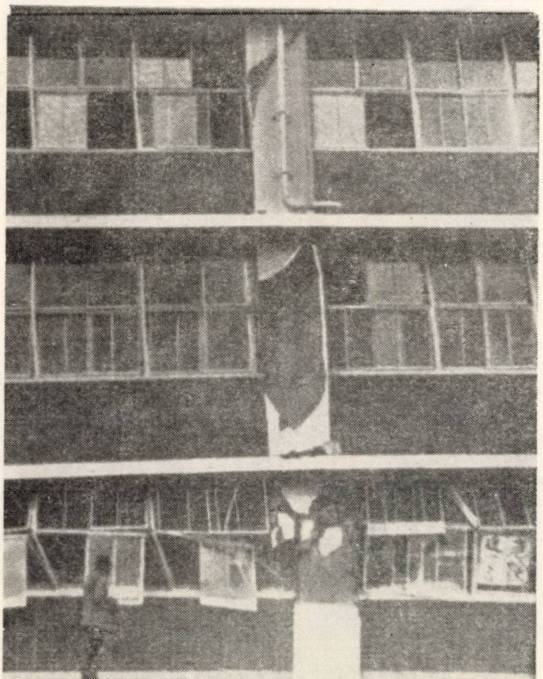
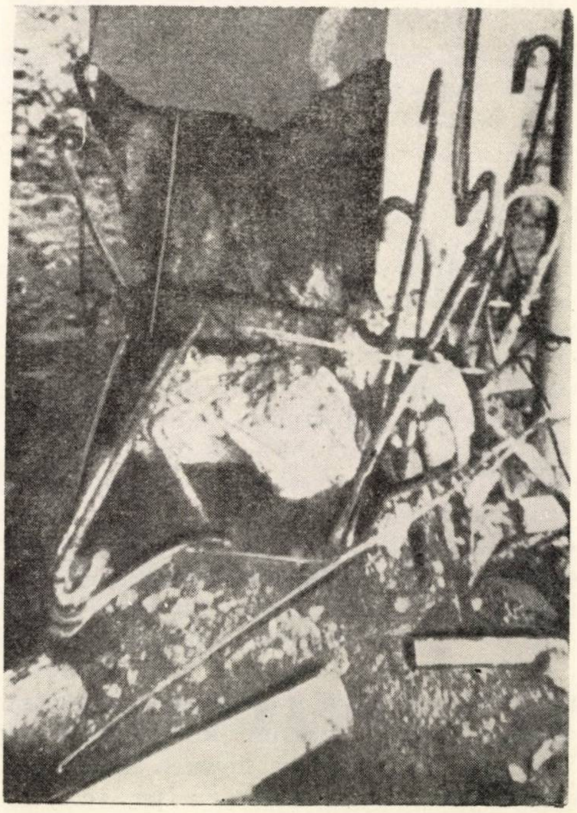


Fig. 14 – Primăria din Mutsu



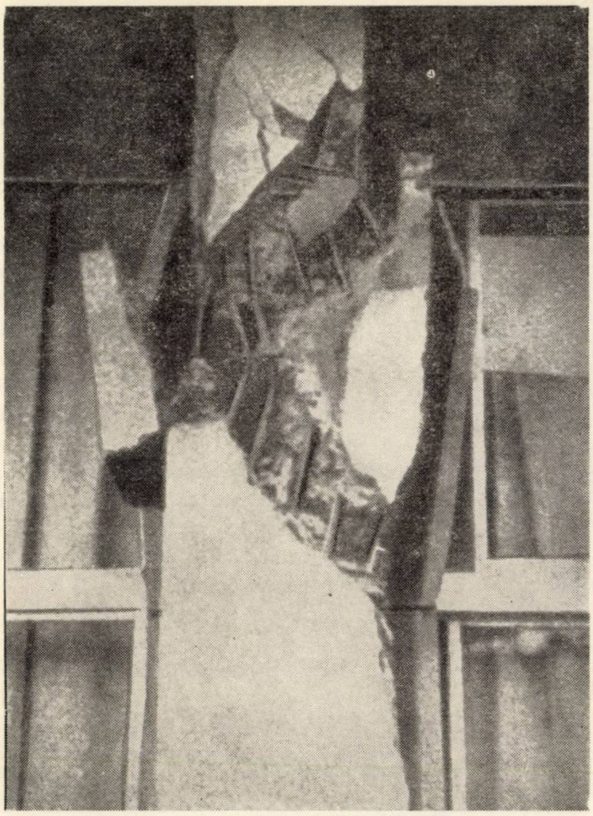


Fig. 15 – Colegiul tehnic din Hachinohe

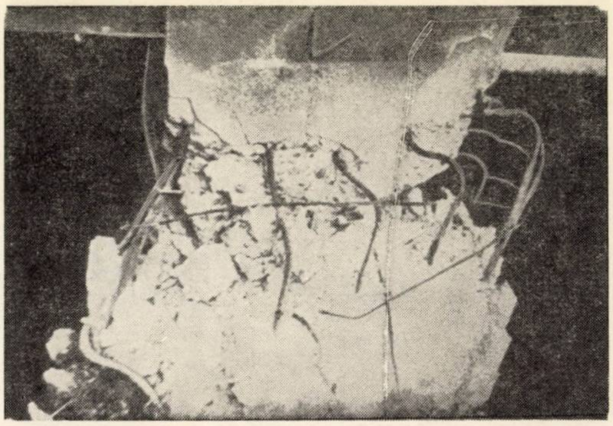


Fig. 16 – Şcoala din Hachinohe

Deşi rezistenţa la acţiunea forţelor laterale le fusese asigurată în cadrul proiectării prin aplicarea unor coeficienţi seismici de valoare ridicată, numeroase clădiri s-au comportat nesatisfăcător în timpul cutremurului şi au fost grav avariate, aşa cum s-a arătat mai înainte. Această situaţie vine să sublinieze o dată mai mult importanţa deosebită care trebuie acordată concepţiei şi alcătuirii judicioase a structurii, astfel încît, nu numai rezistenţa, ci şi capacitatea de absorbţie a energiei introduse de cutremur să fie pe deplin asigurate.

Concluzia cea mai importantă ilustrată de aspectele prezentate ar putea fi sintetizată astfel: necesitatea asigurării printr-o proiectare raţională şi o execuţie corectă a lucrărilor, a unor structuri care să posede atît rezistenţa, cît şi ductilitatea cerută pentru a face faţă în bune condiţii mişcărilor seismice.

Referinţe

Principalele date, fotografiile şi unele comentarii au fost extrase din: „The Tokachi-Oki Earthquake, Japan, May 16, 1968'' I.I.S.E.E. Earthquake Report, nr. 2, iunie 1968, Tokio.

DOCUMENTARE

GRĂTARE VIBRATOARE PENTRU SFĂRÎMAREA MATERIALELOR ÎNGHEŢATE

În timpul iernii se întîmpină adesea dificultăţi în manipularea materialelor granulare cu o oarecare umiditate, care trebuie descărcate din vagoane, autoîncărcătoare sau halde, deoarece bucăţile de material se aglomerează din cauza îngheţului. Pentru a se evita aceste neajunsuri la descărcarea vagoanelor s-au folosit, fără rezultate apreciabile, adaosuri de uleiuri şi de clorură de calciu, precum şi instalaţii de dezgheţare şi de vibrare.

Recent, s-au realizat în Suedia o serie de instalaţii de primire a materialelor granulare, prevăzute cu grătare vibratoare, care dezaglomerează bucăţile lipite din cauza îngheţului. Deschiderile ochiurilor acestor grătare sînt în cele mai multe cazuri de 200 × × 200 mm. Grătarele au fost construite, atît ca elemente fixe ale instalaţiilor respective, cît şi ca părţi demontabile ale acestora, putînd fi îndepărtate în sezonul cald. Dimensiunile lor variază între 1 200 × 1 200 şi 3 600 × 4 200 mm.

În ceea ce priveşte funcţionarea acestor grătare, studiile pe baza cărora au fost proiectate au dus la o serie de concluzii interesante, dintre care cităm următoarele:

a) cu cît sînt mai mari bucăţile de material lipite, cu atît dezaglomerarea se produce mai uşor şi mai repede;

b) materialele cu conţinut mare de argilă se dezaglomerează greu, adesea numai prin frecare;

c) cu cît este mai mare dimensiunea medie a granulelor, cu atît se dezaglomerează mai uşor materialul îngheţat;

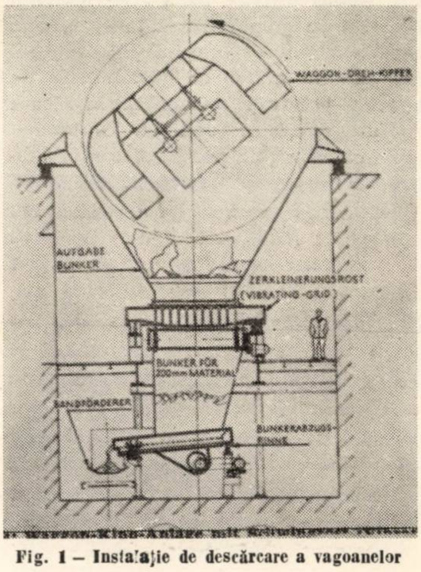


Fig. 1 – Instalaţie de descărcare a vagoanelor

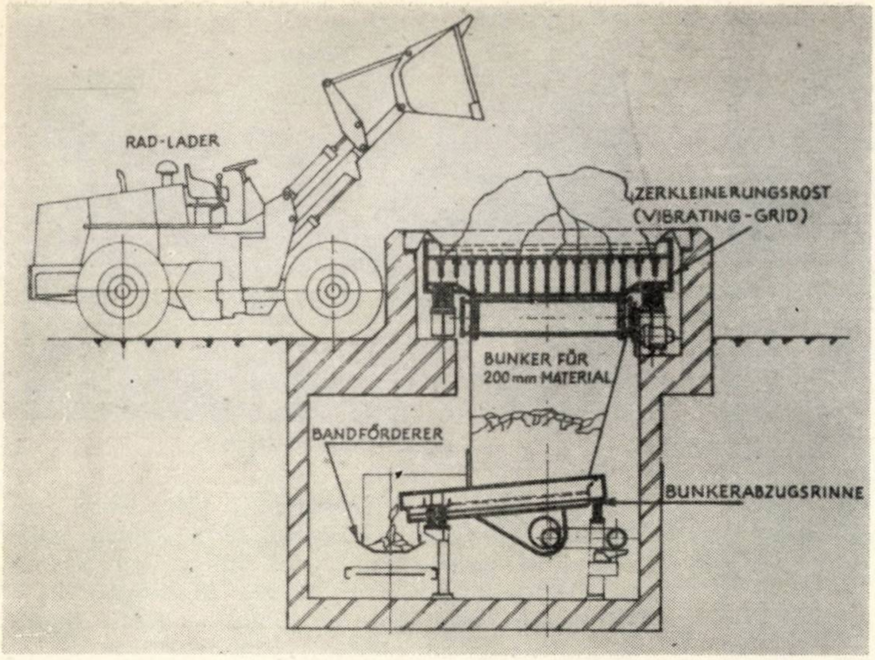

RAD-LADER
ZERKLEINERUNGSROST
(VIBRATING-GRID)
BUNKER FÜR 200 mm MATERIAL
BANDFÖRDERER
BUNKERABZUGSRINNE

Fig. 2 – Instalaţie de recepţie alimentată cu autoîncărcătoare

d) cu cît este mai rece materialul, cu atît se produce mai uşor dezaglomerarea ;

e) debitul de material care trece printr-un grătar vibrator depinde de amplitudinea şi acceleraţia mişcării acestuia ;

f) mărirea înălţimii stratului de material îmbunătăţeşte debitul grătarului ;

g) cercetările au arătat fără nici un dubiu că aglomerările de bucăţi de material provocate de îngheţ pot fi sfărîmate pe grătare vibratoare de construcţii speciale, asigurîndu-se debite mari de material.

În figura 1 se vede schiţa unei instalaţii de descărcare din vagoane a minereului de fier, a concentratelor şi granulelor. Cu ajutorul a două culbutoare sub care sînt montate şase grătare vibratoare se asigură un debit de 4 000 t/h. Pot fi primite blocuri de material îngheţat cu greutăţi pînă la 40 t, care cad pe grătare de la o înălţime de 4 m. Sub fiecare grătar se găseşte cîte un buncăr prevăzut în partea inferioară cu un extractor oscilant. Materialul evacuat de aceste extractoare este preluat de un transportor cu bandă.

În figura 2 se dă schiţa unei instalaţii care poate fi alimentată din trei părţi cu autoîncărcătoare cu cupe de 12,5 t capacitate. Debitul este de 2 200 t/h, 50 % din material fiind format din bucăţi aglomerate. Grătarul are ochiuri de 200 × 200 mm, o suprafaţă de 3 600 × × 4 200 mm, cîntăreşte 16 t şi este acţionat de un motor de 70 cp. Barele grătarului sînt prevăzute cu piese de protecţie demontabile din oţel manganos. Instalaţia este alimentată cu minereu de fier concentrat, var şi cărbuni.

În figura 3 se vede schiţa unui agregat la care s-au combinat alimentatorul şi grătarul utilizat pentru minereu de fier concentrat şi cărbune. Debitul variază între 800 şi 1 400 t/h, materialul conţinînd o proporţie importantă de bucăţi îngheţate de 500 × × 600 × 800 mm. Direcţia oscilaţiilor face, în partea alimentatorului, un unghi de 40° cu planul acestuia şi în partea grătarului un unghi de 70°. În timpul perioadei calde, grătarul poate fi îndepărtat din fluxul de material.

În figura 4 este arătată o instalaţie de preluare a materialelor din haldă, cu o macara portal cu graifăr şi un buncăr mobil prevăzut la partea superioară cu un grătar vibrator, iar la cea inferioară cu un alimentator oscilant, care descarcă materialul pe un transportor cu bandă.

Aufbereitungs-technik, nr. 11, 1968

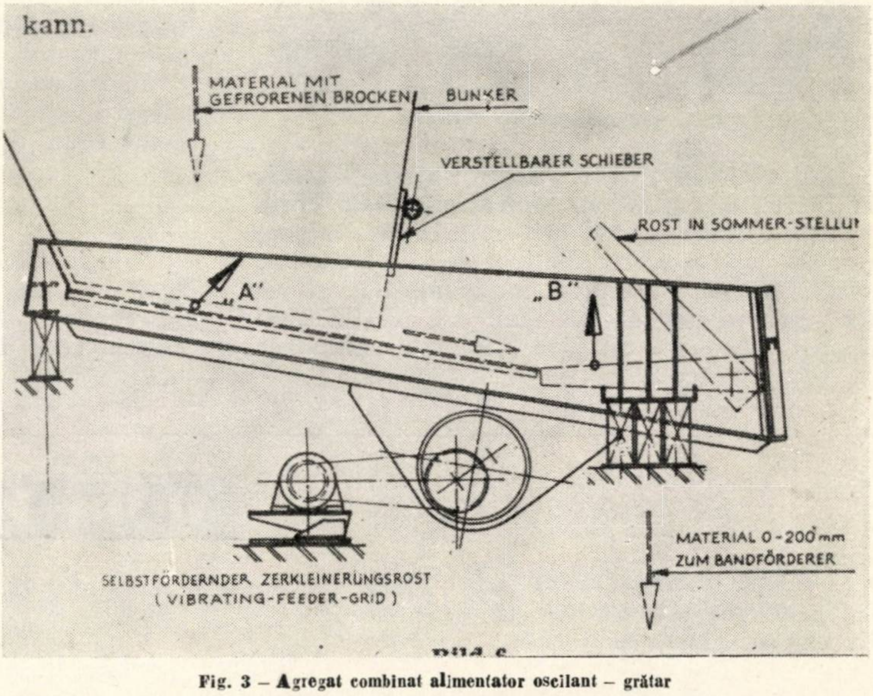
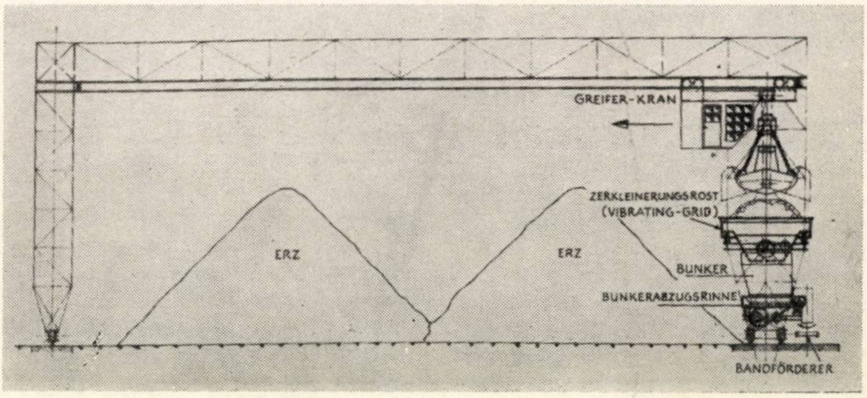
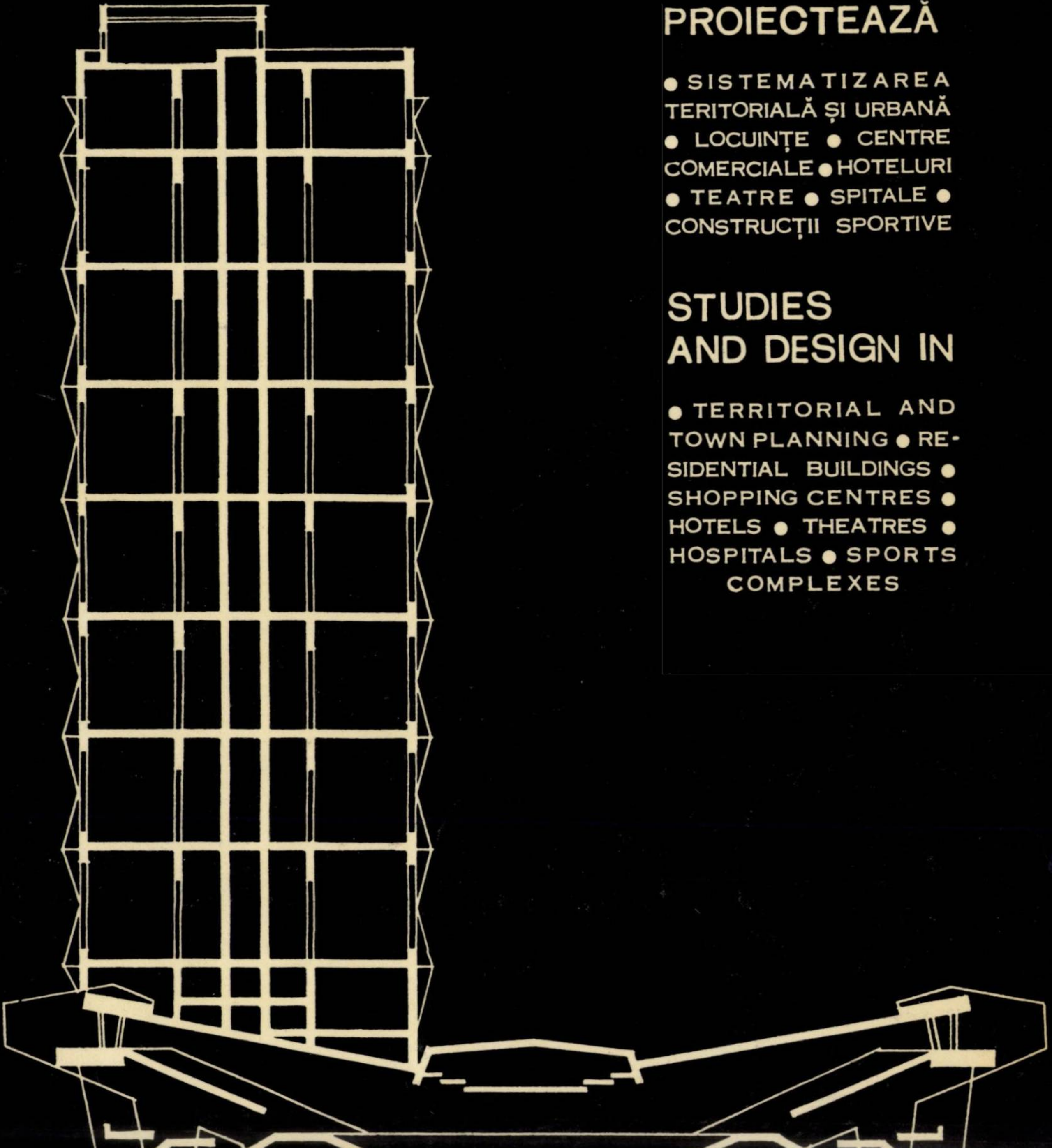

kann.
MATERIAL MIT
GEFRORENEN BROCKEN
BUNKER
VERSTELLBARER SCHIEBER
ROST IN SOMMER-STELLU
„A"
„B"
MATERIAL 0-200 mm
ZUM BANDFÖRDERER
SELBSTFÖRDERNDER ZERKLEINERUNGSROST
(VIBRATING-FEEDER-GRID)

Fig. 3 – Agregat combinat alimentator oscilant – grătar

Fig. 4 – Instalaţie de preluare a materialelor din haldă


GREIFER-KRAN
ZERKLEINERUNGSROST
(VIBRATING-GRID)
ERZ
ERZ
BUNKER
BUNKERABZUGSRINNE
BANDFÖRDERER

INSTITUTUL DE STUDII ŞI PROIECTARE PENTRU CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE



PROIECTEAZĂ

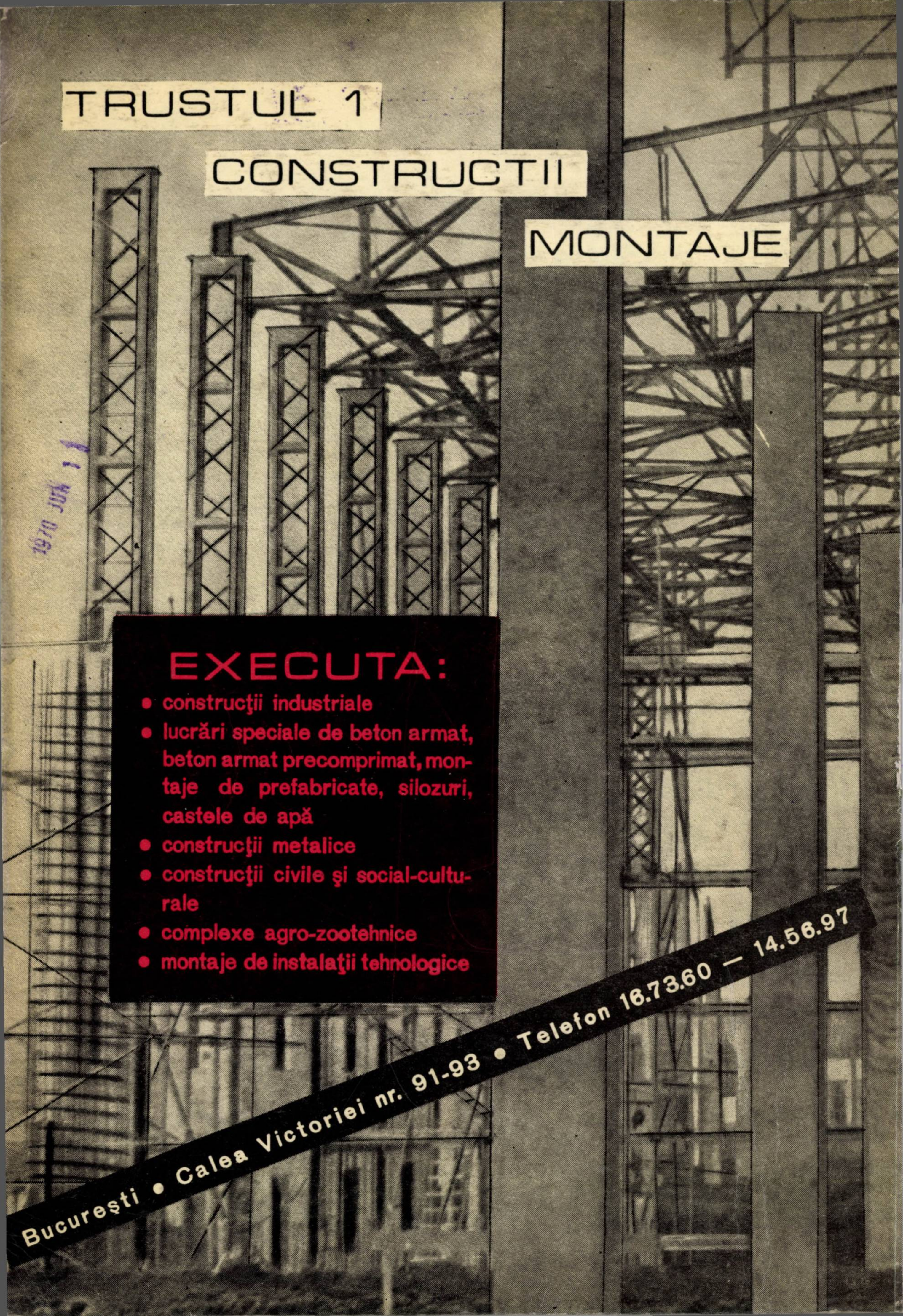
- SISTEMATIZAREA TERITORIALĂ ŞI URBANĂ
- LOCUINŢE
- CENTRE COMERCIALE
- HOTELURI
- TEATRE
- SPITALE
- CONSTRUCŢII SPORTIVE

STUDIES AND DESIGN IN

- TERRITORIAL AND TOWN PLANNING
- RESIDENTIAL BUILDINGS
- SHOPPING CENTRES
- HOTELS
- THEATRES
- HOSPITALS
- SPORTS COMPLEXES

ISCAS

BUCUREŞTI 22 • STRADA SNAGOV NR. 53–55 • TELEFON: 11.78.40



TRUSTUL 1
CONSTRUCTII
MONTAJE

EXECUTA:

- construcţii industriale
- lucrări speciale de beton armat, beton armat precomprimat, montaje de prefabricate, silozuri, castele de apă
- construcţii metalice
- construcţii civile şi social-culturale
- complexe agro-zootehnice
- montaje de instalaţii tehnologice

Bucureşti • Calea Victoriei nr. 91-93 • Telefon 16.73.60 — 14.56.97

1970 JUN 11

E 1688

REFERINȚA

B

Organ al
Ministerului
Construcțiilor
Industriale

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

2
1970

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

2

VOLUMUL 22

1970

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

SUMAR

R I. GIURGIU
Pereți glisați de beton cu zgură expandată . . 57

R. BRESCAN
R Observații asupra comportării în exploatare a unor învelitori cu hidroizolație bituminoasă . . . 64

N. ȚOPA
R Calculul diafragmelor cu încastrări elastice avînd un singur șir de goluri 76

C. T. BOGOS
R Rețele termice îngropate direct în sol 85

I. BĂRDESCU
R Tehnica vibrării la mecanizarea lucrărilor de construcții 91

M. ANGELESCU, E. CEAPĂ
R Structuri de pardoseli pentru clădiri de locuințe cu confort diferențiat 100

NOTE

GH. S. PANĂ
C Unele considerații teoretice privind îmbunătățirea parametrilor funcționali ai mașinilor de sortat 106

RECENZII

DOCUMENTARE

43 305

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE,
organ al Ministerului Construcțiilor Industriale
Redacția: București, str. Episcopiei nr. 9, sector 1, telefon: 16.49.14. Administrația și casieria: C.D.C.A.S., Bd. 1848, nr. 10, sectorul 4. Abonamentele se primesc numai la sediul administrației. Instituțiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 64.03.01.19 Direcția Executării de Casă a Bugetului Statului —
REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII
Prețul unui exemplar lei 8

Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1970, conform aprobării D.P.D.P. nr. 10/10556/1970

Tiparul: Întreprinderea Poligrafică „Informația" — București,
c. 4176

SUMMARY

IOAN GIURGIU : Expanded slag concrete walls cast in slip forms

The author brings forth the results attained with expanded slag used in the concrete of which were made the upper levels of an experimental tower block built in Deva.

REMUS BRESCAN : Remarks on the behaviour under working conditions of several roof coverings including an asphalt waterproof layer and a thermal insulation made of foamed polystyrene, PFL or autoclave cured cell concrete slabs

The article brings forth the results of investigations and tests carried out on several new terrace and flat roof structures whose increased technical and economic efficiency is due to a longer service life, a lower dead weight, a higher labour productivity and a lower cost price.

The research works were directed on two ways : determination of the possibilities and conditions of applying new types of thermal insulating and waterproofing materials ; investigations concerning the construction of roof coverings able to resist under better conditions the influences due to either steam migrating through the structure or atmospheric influences.

N. TOPA : Structural analysis of wall diaphragms elastically fixed at the bottom and having a row of openings

The article particularly focuses on the structural utilization of reinforced concrete diaphragms in multistorey buildings.

Proceeding from the set of assumptions introduced by Albigés and presently almost accepted by designers, the author goes through the computation of both the stress and strain pattern in a diaphragm yet admitting that a series of displacements (either settlements or rotations) may occur at the bottom.

C. T. BOGOS : Teleheating conduits directly laid in the ground

The author describes the studies and experimental investigations carried out in order to derive the formulas required for the computation of heat losses along a teleheating conduit directly laid in the ground (the case of two, three or four such conduits) and then finds construction techniques suiting the conditions and possibilities now prevailing in our country.

IOAN BARDESCU : Vibration techniques for mechanizing works building

The author of the article briefly reviews various modern types of vibrating tools applied at various construction works. For each of these tools he gives a series of technological parameters, limits their optimum field of utilization and stresses the advantages derived.

M. ANGELESCU, E. CEAPĂ : Floor structures for residential buildings with differentiated comfort levels

The authors describe different floor structures recommended by the codes of practice presently in force and show for each of them the field of application in accordance with the degree of sound insulation to be provided for each separate comfort level. They equally describe several new types of floor structures studied by the Research Institute for Building and Building Economy (INCERC) in cooperation with other research units.

GH. S. PANĂ : Some theoretical considerations on how to improve the running conditions of sorting machines

The article studies how to apply horizontal resonance vibrations to sorting machines in order to improve their running performances.

With this end in view has the author adopted a series of original mechanical models of oscillating screens, has written down the differential equations of the movement and derived a formula suitable for a resonance running regime of the machine.

The author equally gives formulas for computing the amplitudes of the vibrator and screen and for determining the power demand of the machine.

SOMMAIRE

IOAN GIURGIU : Parois glissantes en béton à scorie expandée

L'auteur fait part des résultats obtenus à la suite de l'emploi de la scorie expandée à la construction de parois glissantes en béton, aux niveaux supérieurs d'un immeuble du type tour, expérimental, construit à Deva.

REMUS BRESCAN : Remarques sur le comportement en exploitation des recouvrements hydro-isolants bitumineux isolés thermiquement par dalles en polystyrène cellulaire, panneaux en fibres ligneuses et en béton cellulaire traité à l'autoclave.

L'auteur reproduit les résultats des recherches et expériences entreprises sur des nouvelles structures de terrasses et toitures à faible pente, plus efficaces au point de vue technique et économique, par leur durabilité accrue, leur poids moindre, leur haute productivité et leur coût de revient plus faible.

Les recherches se sont orientées sur deux voies, à savoir : trouver les possibilités et conditions d'emploi pour de nouveaux matériaux thermo et hydro-isolants ; étudier la structure des toitures à résistance accrue envers l'action de l'humidité provenue des vapeurs d'eau migrateurs à travers la structure et envers l'action des agents atmosphériques.

N. TOPA : Calcul des diaphragmes à une rangée de creux et à encastrements élastiques à la base.

Le thème de l'article est l'utilisation des diaphragmes en béton armé dans la construction des bâtiments à plusieurs niveaux. Prenant comme point de départ les hypothèse proposées par Albigèes, généralement utilisées à l'établissement des projets, l'auteur reprend le problème de la détermination des efforts et déformations d'un diaphragme, mais en considérant qu'à la base du diaphragme ont lieu un nombre de déplacements (rotations et dénivellements).

C. T. BOGOS : Réseaux thermiques directement enterrés au sol

Des études et recherches expérimentales ont été conduites ayant comme objet d'établir les relations de calcul nécessaires à déterminer les pertes de chaleur dans les réseaux thermiques directement enterrés au sol (pour deux, trois et quatre conduites) pour pouvoir mettre au point de nouvelles technologies d'exécution propres aux conditions et possibilités prévalant actuellement en Roumanie. L'auteur en fait une présentation.

IOAN BARDESCU : Technique de la vibration dans la mécanisation des travaux de construction

L'auteur passe rapidement en revue les différents types de vibrateurs modernes utilisés dans les divers procédés de travail en constructions. Il présente les paramètres technologiques des outillages en question, leur domaine optimal d'emploi et les avantages qu'ils offrent.

M. ANGELESCU, E. CEAPĂ : Structures de planchers pour immeubles d'habitation à confort différencié

Les auteurs font l'exposé des différentes structures de planchers couvertes par les prescriptions techniques en vigueur ; ils montrent leur domaine d'emploi suivant le degré d'isolation phonique requis pour les différentes catégories de confort. Ils présente également quelques solutions nouvelles pour planchers, solutions étudiées à l'Institut pour la Recherche en Constructions et Economie de la Construction (INCERC), en collaboration avec d'autres unités de recherche.

GH. S. PANĂ : Quelques considérations théoriques sur l'amélioration des paramètres fonctionnels des machines à trier

L'auteur considère l'application des vibrations horizontales en régime de résonance aux machines à trier, dans le but d'en améliorer les paramètres fonctionnels.
Il a adopté à cet effet des tamis vibrateurs de modèles mécaniques originaux, il a déduit les équations différentielles de mouvement et il a établi la relation analytique pour le fonctionnement de la machine en régime de résonance. Il a également déduit des relations pour le calcul des amplitudes du vibrateur et du tamis, ainsi que pour le calcul de la puissance d'entraînement de la machine.

INHALT

IOAN GIURGIU : Blähschlacke-Betonwände in Gleitschalungen gegossen

Der Autor führt vor die Ergebnisse die erlanght wurden bei der Anwendung von Blähschlacke beim Bau von in Gleitschalungen gegossenen Betonwänden — obere Stockwerke eines experimentellen Turmwohnhauses in Deva.

REMUS BRESCAN : Betrachtungen über das Verhalten unter Betriebsbedingungen von einigen Dachdeckungen mit bituminöser Wasserdichtung und wärmeisolierender Schicht aus Polystyrolschaumplatten, PFL-Platten oder Autoklav--Zellenbetonplatten

Der Artikel macht bekannt die Ergebnisse von Forschungen und Prüfungen durchgeführt bei neuartig gestalteten Terassen und Flachdächern denen eine längere Nutzungsdauer, ein reduziertes Eigengewicht, eine höhere Arbeitsproduktivität und ein niederer Kostenpreis eine höhere technisch-ökonomische Wirksamkeit verleihen.
Die Forschungen wurden nach zwei Richtungen geführt : Bestimmung von Möglichkeiten und Bedingungen bei der Anwendung von neuartigen wärmeisolierenden und wasserdichtenden Baustoffen ; Erforschung der Gestaltung von Dachdeckungen mit höherer Widerstandsfähigkeit gegen den Angriff der Feuchtigkeit herrührend vom Wasserdampf der durch die isolierenden Schichten wandert und gegen den Angriff atmosphärischer Einflüsse.

N. TOPA : Berechnung von am unteren Ende elastisch eingespannten Scheiben mit reihenförmig angeordneten Hohlräumen

Hauptziel des Artikels ist Anwendung im Bau von Hochhäusern von Stahlbeton Scheibenwänden.
Gefusst auf die Grundannahmen eingeführt von Albigés welche letztere üblicherweise in der Rechnungspraxis angewandt werden, erörtert der Autor abermals die Fragen betreffend Bestimmung von Spannungen und Verformungen in einer Scheibenwand aber diesmal unter der Annahme das am unteren Ende verschiedene Verformungen (entweder Drehungen oder Setzungen) eintreten könnten.

C. T. BOGOS : Fernheizungsleitungen unmittelbar in die Erde verlegt

Der Autor führt vor die Studien und experimentellen Forschungen die durchgeführt wurden mit dem Ziel Rechenformeln abzuleiten für Wärmeverluste bei Fernheizungsleitungen unmittelbar in die Erde verlegt (zwei, drei und vier Leitungen) und gleichfalls auch diejenigen Ausführungstechniken auszuarbeiten welche die hierzulande herrschenden Bedingungen und unsere vorhandenen Möglichkeiten gerecht in Betracht ziehen.

IOAN BARDESCU : Anwendung der Rütteltechnik bei der Mechanisierung der Bauvorgänge

Der Autor des Artikels untersucht in kurzem sämtliche moderne Rüttelmaschinen die bei verschiedenen Bauvorgängen Anwendung finden. Für diese Maschinen werden einige technologische Kennziffern angegeben, der optimale Anwendungsbereich umschrieben und die Vorteile die sich aus deren Anwendung ergeben hervorgehoben.

M. ANGELESCU, E. CEAPĂ : Fussbodenbeläge für Wohnbauten mit verschiedentlichen Komfortbedingungen

Die Autoren beschreiben verschiedene Fussbodenbeläge die von den gegenwärtig gültigen technischen Vorschriften empfohlen werden und heben hervor für jeden einzelnen den Anwendungsbereich unter Berücksichtigung der Schalldämmung die gewährleistet werden soll bei verschiedenen Komfortbedingungen. Es werden ebenfalls beschrieben einige neuartige Fussbodenbeläge die im Forschungsinstitut für Bauwesen und Bauwirtschaft (INCERC) untersucht worden sind in Zusammenarbeit mit anderen Forschungseinheiten.

GH. S. PANĂ : Einige theoretische Betrachtungen über eine Verbesserung im Betrieb der Sortierungsmaschinen

Im Artikel wird untersucht die Anwendung von horizontalen Resonanzschwingungen bei Sortierungsmaschinen bei denen man eine Verbesserung der Betriebsbedingungen anstrebt.

Zu diesem Zweck hat der Autor einige originelle Modelle von Schwingsieben gewählt, dafür die Differentialgleichungen der Bewegung abgeleitet und eine rechnerische Formel gefunden für den Resonanzbetrieb derartiger Maschinen

Gleichfalls hat der Autor auch die notwendigen Gleichungen abgeleitet aus denen sich die Amplituden des Schwingungserregers und des Siebes sowohl wie der Energieverbrauch der Maschine ergeben.

СОДЕРЖАНИЕ

ИОАН ДЖУРДЖИУ: Стены из бетона на вспученном шлаке, возведенные в скользящей опалубке

Автор описывает результаты использования свпученного шлака при возведении в скользящей опалубке бетонных стен последних этажей экспериментального многоэтажного здания в городе Дева.

РЕМУС БРЕСКАН: Замечания относительно поведения в эксплуатации некоторых покрытий с битумной гидроизоляцией, термоизолированных плитами из ячеистого полистирола, фибро-древесными и из ячеистого автоклавного бетона

В статье охвачены результаты исследований и экспериментов, произведенных над новыми структурами террас и плоских покрытий с малыми скатами, более эффективными с технико-экономической точки зрения, что достигается их большей долговечностью, снижением собственного веса и себестоимости, увеличением производительности труда.

Исследования были направлены по двум направлениям: одно, имея целью найти возможности и условия использования тепло и гидроизолирующих новых материалов и второе, — изучение структур покрытий более стойких под воздействием влаги, возникающей из водных паров, мигрирующих в структуре и под воздействием атмосферных факторов.

Н. ТОПА: Расчёт диафрагм, обладающих рядом проёмов и упругозащемлённых у основания

Статья направлена к применению железобетонных диафрагм при возведении этажированных зданий.

Исходя от гипотез введенных Албиже, обычно применяемых при проектировании, автор возвращается к вопросу определения усилий и деформаций в диафрагме, исходя на этот раз от предположения, что у её основания существует ряд перемещений (кручений и вертикальных перемещений).

К. Т. БОГОС: Тепловые сети, зарытые непосредственно в грунт

Автор описывает изучения и экспериментальные испытания, проведенные с целью определения расчётных формул, касающихся потери тепла тепловыми сетями, за-рытыми непосредственно в грунт (при двух, трёх и

етырёх теплопроводах), а также и некоторые производ-
твенные технологии, подходящие условиям и возмож-
остям, существующим ныне в нашей стране.

ИОАН БАРДЕСКУ: Техника вибрирования при механизации строительных работ

В статье произведен краткий обзор различных видов
овременных вибраторов, используемых при различных
троительных работах. Представлен ряд технологи-
еских параметров этого оборудования, область и
ыгода его использования.

М. АНГЕЛЕСКУ, Е. ЧАПЭ: Структура полов для жилых зданий с дифференцированным комфортом.

Авторы представляют ряд различных структур полов, предусмотренных в действующих технических условиях и указывают область их применения в зависимости от степени фоноизоляции, которую следует обеспечить при различных категориях комфорта. Также представлены несколько новых решений, изученых в Институте по исследованию строительства и экономики строительства (ИНЧЕРК) в сотрудничестве с другими исследовательскими организациями.

Г. С. ПАНЭ: Некоторые теоретические соображения относительно улучшения функциональных параметров сортировальных машин

В статье обследуется применение горизонтальных вибраций при резонансном режиме, применяемых для улучшения функциональных параметров сортировальных машин.

С этой целью автор использовал им задуманные модели механических вибросит, написал дифференциальные уравнения движения и установил аналитическое соотношение соответствующее работе машины при резонансном режиме.

Автор также определяет соотношения для расчёта амплитуд вибратора и сита и для расчёта движущей мощности машины.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

PEREŢI GLISAŢI DE BETON CU ZGURĂ EXPANDATĂ

Ing. **Ioan Giurgiu**

Autor: ing. Ioan Giurgiu
Colaboratori: inginerii Carol Hertl, Gheorghe Cărăbaş, Gheorghe Boşorgan, Liviu Pienaru
Executant: Grupul de şantiere nr. 1 Deva

Realizarea construcţiilor cu structuri de rezistenţă din beton uşor are o largă răspîndire în Austria, Anglia, Italia etc., trecîndu-se la executarea pe scară largă a construcţiilor etajate cu ajutorul cofrajului glisant, pereţii fiind executaţi din beton uşor, simplu sau armat. În 1966, pe baza unor cercetări aplicative de şantier, Grupul de şantiere nr. 1 Deva a executat experimental în cvartalul „E. Gojdu'' din acest oraş, pereţi glisaţi de beton cu zgură expandată la nivelurile IX—X ale unui bloc turn (fig. 1).

I. BETON UŞOR DIN ZGURĂ EXPANDATĂ

Zgura expandată este un agregat poros care se obţine prin tratarea cu apă sau cu abur a zgurii de furnal în stare fluidă.

Agregatul are structură celulară şi porozitate mare.

La lucrarea experimentală s-a folosit zgura expandată de sortimentele 3÷7, 7÷15 şi 15÷30 de la Combinatul siderurgic Hunedoara, care are o staţie de zgură expandată cu o capacitate de 200 000 m³/an.

Caracteristicile fizico-mecanice ale zgurii expandate sînt prezentate în tabela 1.

Compoziţia chimică a fost stabilită pe baza unor determinări făcute timp de 90 de zile — pentru fiecare şarjă — pentru a se studia omogenitatea producţiei. Valorile medii sînt date în tabela 2.

S-a studiat în mod special neutralitatea faţă de ciment. Influenţa zgurii expandate asupra prizei cimentului a fost determinată comparînd durata procesului de întărire a probei. Valorile medii ale cercetărilor de laborator sînt prezentate în tabela 3.

Reţeta optimă de preparare a betonului cu zgură expandată a fost determinată pe baza unor probe preliminare de laborator, stabilindu-se la alegerea compoziţiei o variaţie liniară între dozajul de ciment, marca betonului şi densitatea aparentă (în stare proaspătă şi întărit) (fig. 2).

Curba granulometrică optimă folosită a fost: la sortul 3—7 de 48%, la 7—15 de 28% şi la 15—30 de 24%.

La stabilirea compoziţiei optime a betoanelor uşoare de rezistenţă B 100—B 150 cu zgură expandată s-a dat o atenţie deosebită optimizării raportului a/c şi raportului n/c. Rezultatele de laborator sînt prezentate în figura 3. Datorită capacităţii mari de absorbţie a agregatelor, folosirea unei cantităţi prea mici de apă face ca cimentul din beton să nu mai dispună de cantitatea de apă necesară pentru hidratare şi să devină sfărîmicios, cu rezistenţe mecanice reduse. Folosirea unei cantităţi mari de apă duce la segregări.

Prepararea betonului uşor din zgură expandată s-a făcut mecanic.

Modul de preparare a compoziţiei este următorul: se introduc în toba betonierei zgura expandată, nisipul şi cimentul, care se amestecă uşor 2—3 minute, apoi se adaugă apa, continuîndu-se amestecarea 3—4 minute.

În tabela 4 sînt prezentate caracteristicile fizico-mecanice ale betonului uşor cu zgură expandată.

Din studiul acestor caracteristici se reţine:

— Densitatea aparentă a betonului este influenţată de densitatea aparentă a agregatului, care depinde de porozitatea acestuia, determi-

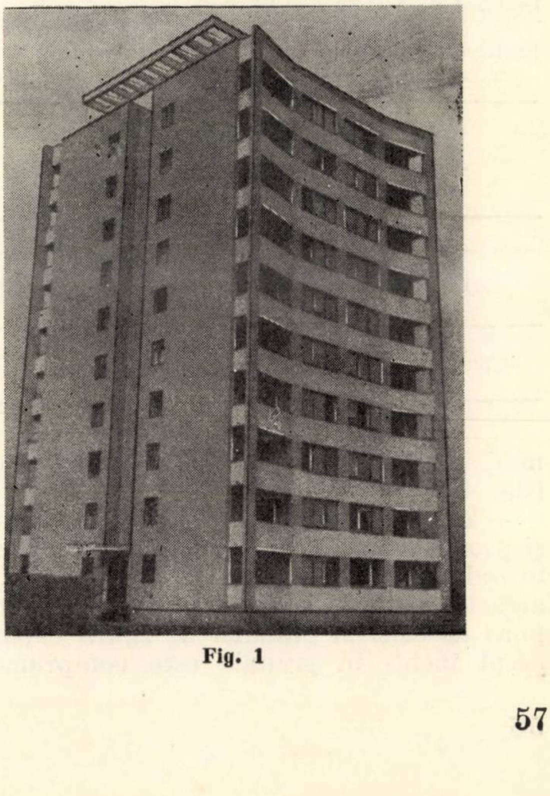


Fig. 1

Tabela 1

Caracteristica fizico-mecanică		Fracţiunea 3–7	Fracţiunea 7–15	Fracţiunea 15–30
Densitatea ρ (metoda Zeisse-Riess) (g/cm³)			2,81	
Densitatea aparentă ρ_a = (g/cm³)		1,98	1,40	1,31
Volumul de goluri din agregat $V\% = (1 - \frac{\rho_{0a}}{\rho_a}) \times 100$	afînat	–	50,7	53,6
	îndesat	–	43,40	44,70
Absorbţia de apă (%)	2 ore	–	13,11	18,95
	48 de ore	–	13,26	19,10
	greutate constantă	–	13,64	19,40
Umiditatea (%)	U_t	–	13,56	19,47
	U_s	–	12,88	18,65
	U_i	–	0,68	0,82
Viteza medie de absorbţie (înălţimea de absorbţie) (cm)	1′	4,8	3,5	3,0
	2′	5,5	3,7	3,4
	5′	6,7	4,0	3,8
	10 h	7,6	4,2	4,0
	1 h	9,6	4,9	4,2
	5 h	–	5,2	4,8
	1 zi	–	5,2	4,8
Compactitatea granulelor (%)	calcul	70,50	49,50	46,50
	laborator	69,38	49,30	46,10
Porozitatea granulelor (%)	calcul	29,50	50,50	53,50
	laborator	27,80	51,20	54,10
Factorul de friabilitate (%)		0,56	0,83	1,15
Rezistenţa agregatului (determinată pe cuburi – 5 cm)		med. 56,1 kg/cm²		

Tabela 2

Compoziţia chimică (%)									
SiO_2	Al_2O_3	CaO	MgO	Fe_2O_3	Fe	S	MnO	SCa	Mn
39,20	5,80	43,32	5,20	(0,44)	1,07	1,40	1,40	1,21	0,81

nînd şi coeficientul de conductivitate termică (fig. 4).

— Zgura expandată, avînd pori deschişi şi proprietatea de a absorbi apa, produce fenomenul de autovacuumare a betonului. Sub această acţiune, pasta de ciment pătrunde în porii deschişi ai granulei de zgură expandată, aerul închis în granule este comprimat, iar densitatea pastei de ciment creşte, influenţînd favorabil, atît rezistenţele mecanice, cît şi gradul de impermeabilitate a betonului uşor.

— Procesul de autovacuumare continuă şi după priza cimentului, ceea ce are un efect favorabil, mărind aderenţa dintre pasta de ciment şi granulele de zgură expandată, iar apa absorbită de acestea creează un mediu

Tabela 3

Timpul	Durata procesului de întărire a probei formată din :		
	pastă de ciment PZ 400	agregat și ciment	agregat, cenușă de termocentrală și ciment
Începutul prizei	2,15	2,48	2,38
Terminarea prizei	5,20	6,05	5,45

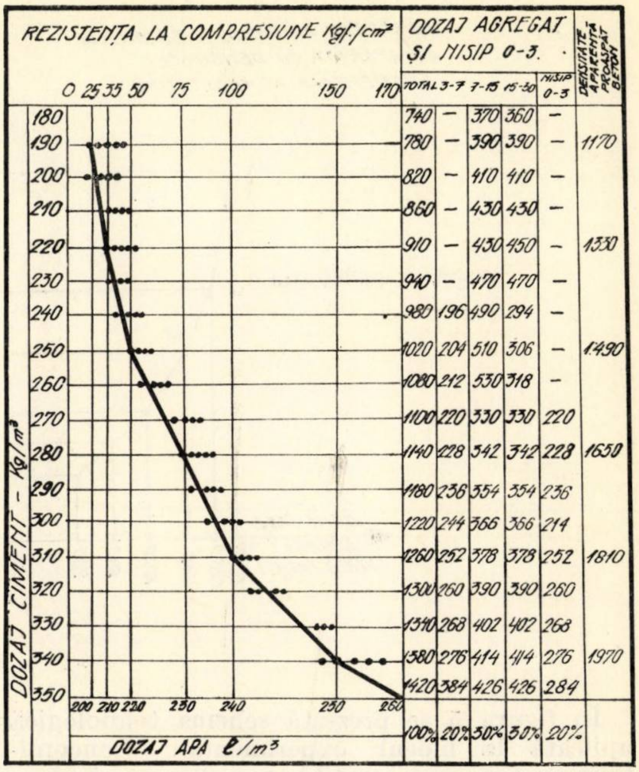
favorabil desfășurării procesului de întărire. Sub acest aspect, betonul de zgură expandată este mai puțin sensibil la uscăciune decît betonul obișnuit, fenomen care ne-a îndreptățit ca la executarea pereților glisați să nu udăm betonul turnat în cursul zilei de lucru decît numai cînd temperaturile exterioare erau de peste 27° C și numai pe fețele bătute direct de razele solare.

— Contracția betonului ușor cu zgură expandată este mult mai mare decît a celui obișnuit, diferența datorîndu-se deformabilității mari a agregatelor sub efectul tensiunilor interioare din pasta de ciment.

— Rezistența betonului este mai mică decît a mortarului (față de betoanele obișnuite, unde $R_b = R_m$).

— Deformația limită la compresiune este egală cu cea a mortarului (la betoanele obișnuite, deformația limită la compresiune a betonului este mai mică decît a mortarului).

— Ruperea betonului de zgură expandată se explică prin ruperea scheletului, a agregatului sau prin distrugerea adeziunii dintre ele.



DOZAJ AGREGAT ȘI NISIP 0-3.					DENSITATE APARENTĂ PROASPĂT BETON
TOTAL	3-7	7-15	15-30	NISIP 0-3	
740	—	370	360	—	
780	—	390	390	—	1170
820	—	410	410	—	
860	—	430	430	—	
910	—	430	450	—	1330
940	—	470	470	—	
980	196	490	294	—	
1020	204	510	306	—	1490
1080	212	530	318	—	
1100	220	330	330	220	
1140	228	342	342	228	1650
1180	236	354	354	236	
1220	244	366	366	214	
1260	252	378	378	252	1810
1300	260	390	390	260	
1340	268	402	402	268	
1380	276	414	414	276	1970
1420	384	426	426	284	
100%	20%	30%	30%	20%	

Fig. 2

II. TEHNOLOGIA EXECUTĂRII PEREȚILOR GLISAȚI ȘI COMPORTAREA BETONULUI

La construcțiile de locuințe, metoda cofrajelor glisante rezolvă destul de simplu executarea pereților, rezultînd ca urmare firească a operațiilor de betonare și glisare.

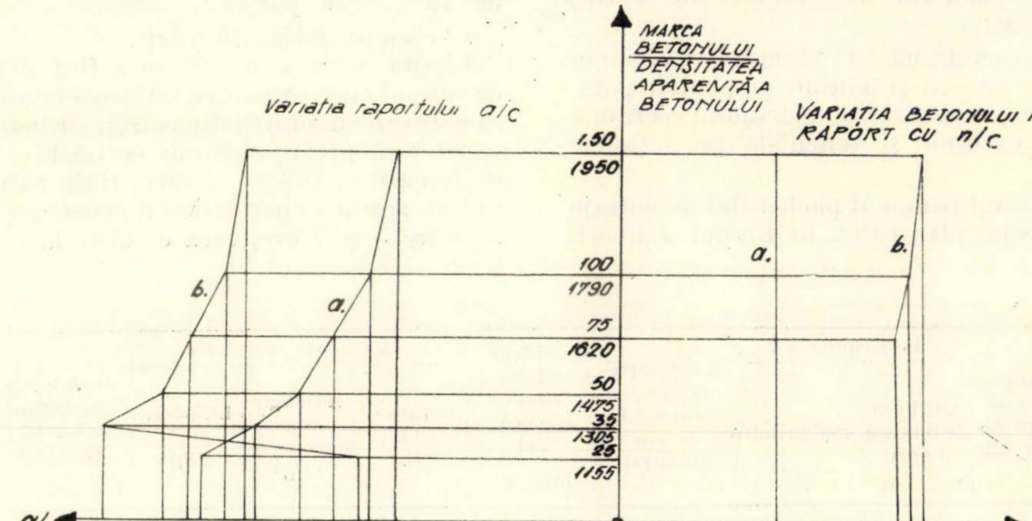


Fig. 3

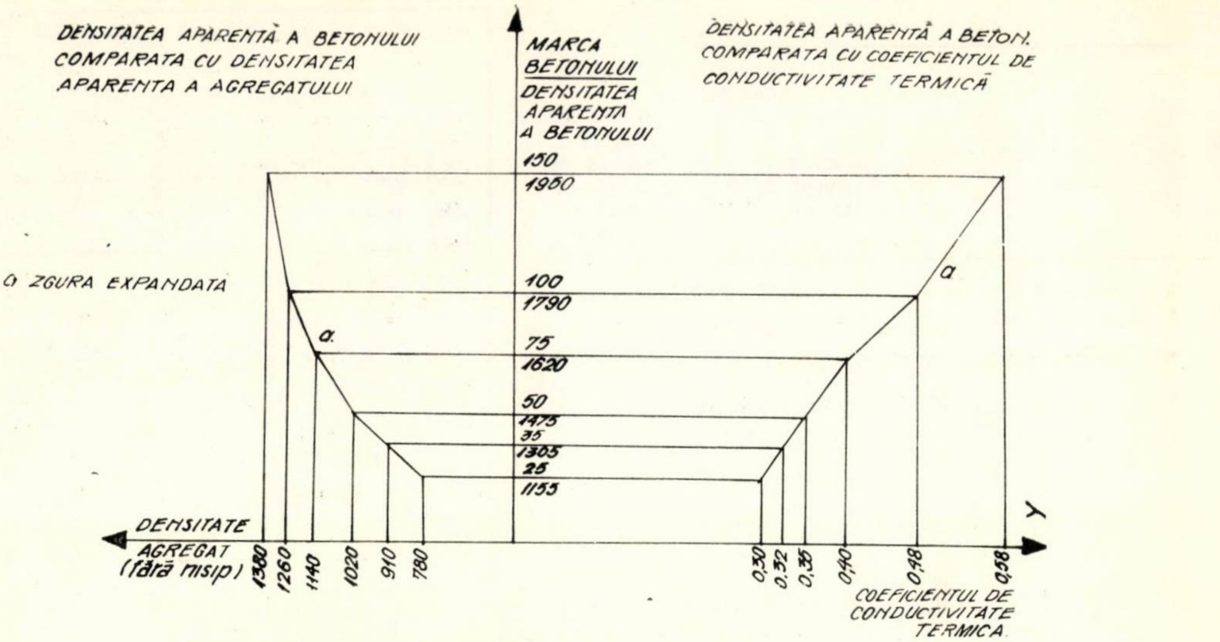


Fig. 4

În figura 5 se prezintă schema tehnologică aplicată la blocul experimental. Concomitent cu turnarea pereților s-au turnat și planșeele folosind procedeul de cofraje și armături prefabricate suspendate de scheletul cofrajului glisant, soluție care are avantajul că se realizează întreaga structură de rezistență printr-un singur lanț tehnologic.

Succesiunea operațiilor de lucru a fost următoarea :

— introducerea între fundații a panourilor de cofraj pentru planșee, inclusiv a rețelei de armare a plăcii de planșeu și a jugului de susținere a întregului pachet ;

— montarea cofrajului glisant și executarea legăturii cu pachetul de panouri de cofraj pentru planșee ;

— turnarea continuă a pereților, montarea tîmplăriei exterioare și a ramelor pentru golurile interioare, executarea placajului ceramic glazurat la exterior și tencuiala pe fațadele principale ;

— cînd ultimul panou al pachetului de cofraje a ajuns la cota planșeului, în timpul ridicării cofrajului glisant, s-a trecut la montarea și fixarea grinzilor extensibile, lansarea panourilor de cofraj și a armăturii pe camere, montarea armăturii pe reazeme și betonarea plăcii cu ciment RIM ;

— demontarea și revizuirea cofrajului.

Panourile de cofraj de perete au fost calculate la acțiunea sarcinilor orizontale și verticale (fig. 6), unde pentru betonul de zgură expandată împingerile sînt cu mult mai mici decît la betonul obișnuit.

Armăturile din betonul cu zgură expandată au fost protejate cu o soluție de movital-ciment. Soluția are următoarea compoziție :

— lac butirol polivinilic în concentrație de 16%, 100 părți ;

— ciment RIM, 70 părți.

Limita vitezei de glisare a fost determinată de timpul necesar pentru întărirea betonului, care să permită eliberarea din cofraj, iar betonul să fie capabil să preia presiunile verticale și eforturile de frecare în timpul glisării, timp care la betonul cu zgură expandată s-a constatat că variază între 5 și 7 ore, ceea ce duce la o viteză de

Tabela 4

Marca	Densitatea aparentă la 28 de zile	Permeabilitatea		Contracția la uscare după 90 de zile (mm/m)	Coeficient de conductivitate termică $\left(\frac{\text{kcal}}{\text{m.h.°C}}\right)$	Rezistența (kgf/cm²)			Modulul de elasticitate la 0,4 R_{pr} (kgf/cm²)	Deformația maximă la compresiune E_1 (°/₀₀)
		înălțimea de ridicare a apei	capilaritatea			compresiune (R_c)	întindere din încovoiere (R_{ti})	întindere pură (R_t)		
B 25	1155	—	—	0,26	0,30	29,5	2,5	2,	43 500	0,99
B 35	1305	—	—	0,28	0,32	42,8	5	3,5	54 300	1,28
B 50	1475	8,6	13,46	0,30	0,35	62,5	7	6,5	68 200	1,50
B 75	1620	7,2	11,11	0,36	0,40	84,5	13	9	86 600	1,73
B 100	1790	5,6	8,86	0,40	0,48	120,3	17	13	113 500	1,95
B 150	1950	4,2	4,83	0,43	0,58	163,8	19	16	151 200	2,22

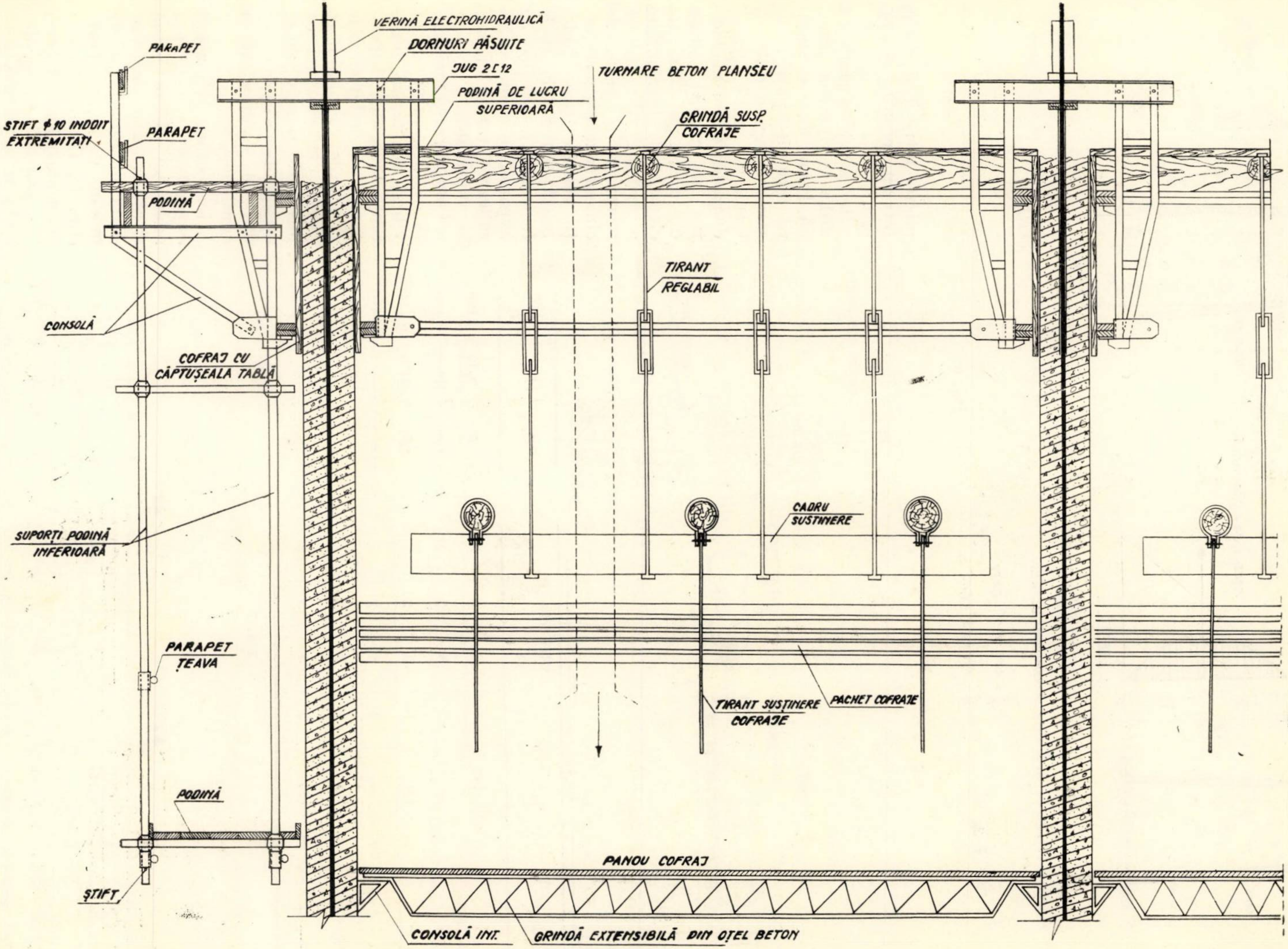

PARAPET
STIFT ϕ 10 INDOIT EXTREMITĂȚI
PARAPET
PODINĂ
CONSOLĂ
COFRAJ CU CĂPTUȘEALA TABLĂ
SUPORȚI PODINĂ INFERIOARĂ
PARAPET ȚEAVA
PODINĂ
ȘTIFT
VERINĂ ELECTROHIDRAULICĂ
DORNURI PĂSUITE
JUG 2 [12
PODINĂ DE LUCRU SUPERIOARĂ
TURNARE BETON PLANȘEU
GRINDĂ SUSP. COFRAJE
TIRANT REGLABIL
CADRU SUSȚINERE
TIRANT SUSȚINERE COFRAJE
PACHET COFRAJE
PANOU COFRAJ
CONSOLĂ INT.
GRINDĂ EXTENSIBILĂ DIN OȚEL BETON

Fig. 5

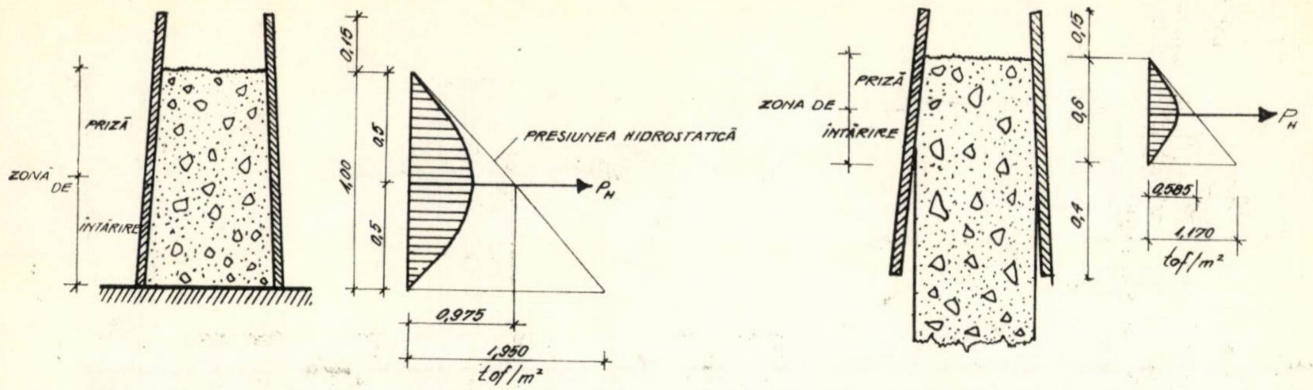

PRIZĂ
ZONA DE ÎNTĂRIRE
0,15
1,00
0,5
0,5
PRESIUNEA HIDROSTATICĂ
P_H
0,975
1,950
tof/m²
ZONA DE
PRIZĂ
ÎNTĂRIRE
0,15
0,6
0,4
0,585
1,170
tof/m²

DIAGRAMA ÎMPINGERII BETONULUI LA PORNIREA GLISĂRII

DIAGRAMA ÎMPINGERII BETONULUI PE PARCURSUL GLISĂRII

$$P_H = \frac{2}{3}\cdot\varrho_a\cdot\alpha^2 \left\langle \begin{array}{l} \frac{2}{3}\times 1{,}95\times 0{,}5^2 = 0{,}321 \\ \frac{2}{3}\times 1{,}95\times 0{,}3^2 = 0{,}115 \end{array}\right. \ \mathrm{Kgf/cm^2}$$

Fig. 6

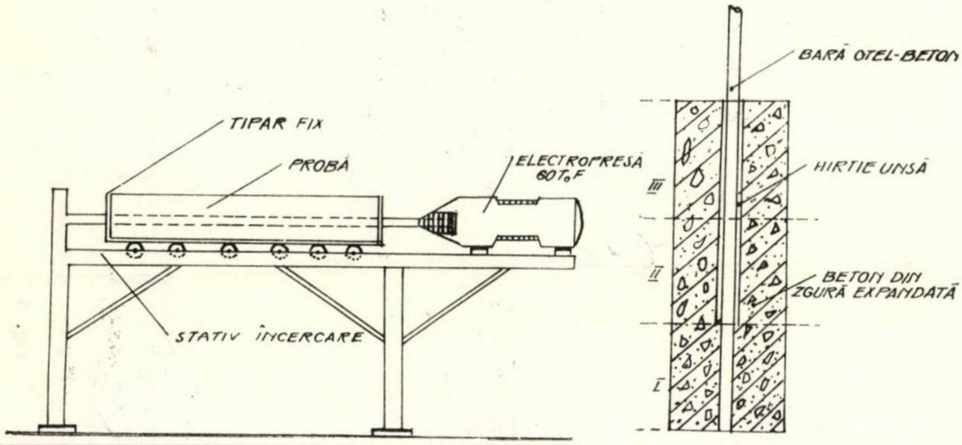
glisare între 2 și 2,5 m într-un schimb de lucru.

La pereții glisați s-a utilizat vibrarea internă. Prima fază a vibrării face să apară o tasare a agregatelor și formarea unor „vine" de pastă de ciment. Pentru un raport optim de a/c (apa fiind un element de transmitere a undelor vibrante) se formează o pastă de ciment înzestrată cu forțe elastice care înglobează agregatele și le frînează mișcările de expansiune (împiedică ridicarea granulelor mari la suprafață).

Compactarea mai densă a betonului glisat vibrat realizează rezistențe mecanice superioare, iar microfisurile și fisurile betonului se produc la eforturi de întindere relativ mari, ceea ce favorizează modul de comportare a construcțiilor.

La betonul cu zgură expandată, rezistența aderenței dintre beton și armătură a fost studiată în funcție și de modul de compactare (fig. 7). Din rezultatele determinărilor se reține:

— cea mai bună aderență la armătură este pentru înălțimea stratului de 30 cm;


TIPAR FIX
PROBĂ
ELECTROPRESĂ 60 T.F
STATIV ÎNCERCARE
BARĂ OȚEL-BETON
HÎRTIE UNSĂ
BETON DIN ZGURĂ EXPANDATĂ
III
II
I

Procedeul	Proba	Oțel-beton			
		18	14	16	18
Compactare cu șipca	20×20×60	3	3	3	3
	— — ×90	3	3	3	3
– – – –	— — ×120	3	3	3	3
Compactare prin vibrare	20×20×60	3	3	3	3
	— — ×90	3	3	3	3
———	— — ×120	3	3	3	3

R_c	R_{ad}	$\frac{R_{ad}}{R_c}$
75	9,50	0,126
100	14,00	0,140
150	21,80	0,146

Fig. 7

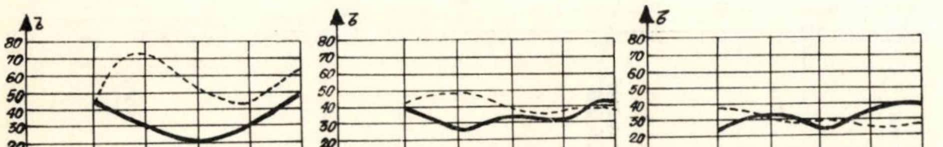


Fig. 8

— aderenţa betonului la armătură este inferioară betonului obişnuit, pentru R_{pr} echivalent;

— lunecările pronunţate provoacă apariţia în beton a unor fisuri paralele cu direcţia armăturii;

— ruperea nu se produce înainte de a se distruge aderenţa, înainte de a se atinge valoarea maximă a lui τ, aşa cum se întîmplă în unele cazuri la betoanele obişnuite.

La betoanele uşoare cu zgură expandată, cantitatea de căldură acumulată este cu 27% mai mare (marca B 150) decît la betoanele cu agregate obişnuite şi cu miez termoizolant din blocuri de beton celular autoclavizat.

III. CONSIDERAŢII ASUPRA EXPERIMENTĂRII ŞI PERSPECTIVE

Executarea pereţilor glisaţi de beton cu zgură expandată la construcţiile de locuinţe cu secţiune orizontală constantă prezintă următoarele avantaje:

— reducerea cu 30—40% a greutăţii proprii a construcţiei pe m² suprafaţă construită;

— îmbunătăţirea gradului de confort prin reducerea coeficientului de conductivitate termică (şi eliminarea punţilor de frig) şi îmbunătăţirea izolaţiei fonice;

— executarea concomitent cu structura de rezistenţă şi a pereţilor despărţitori (foşti de cărămidă plină de 60 mm), în grosime de 100 mm, realizînd: monolitizarea cu pereţii portanţi prin agregate, reducerea consumului de oţel-beton de la 2,42 la 1,31 kg/m², montarea uşoară şi sigură a obiectelor sanitare, reducerea consumului de manoperă;

— posibilitatea aplicării la construcţii de înălţime mică (p + 4) şi de serie mare, în special în judeţul Hunedoara.

Cercetările aplicative efectuate în condiţii de şantier asupra caracteristicilor fizico-mecanice ale zgurii expandate şi ale betonului cu zgură expandată, precum şi asupra tehnologiei de execuţie pentru ralizarea pereţilor glisaţi, constituie un preludiu la realizarea structurilor de rezistenţă din beton cu zgură expandată, la valorificarea bogăţiei de agregate uşoare artificiale.

Bibliografie

[1] * * *: Bauingenieur, 1957, nr. 2; 1967, nr. 7.
[2] * * *: Batir, 1967, nr. 161.
[3] R.C.A.: *One-day symposion on structural lightweight concrete*, London, 1962.

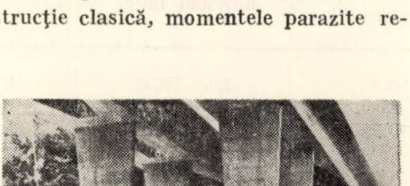
POD DE BETON PRECOMPRIMAT PE AUTOSTRADA LAUSSANE – GENEVA

Lucrarea se compune din două poduri gemene alăturate, executate succesiv cu ajutorul unui aceluiaşi cintru, printr-o simplă translaţie laterală.

Podurile sînt executate pe cîte două grinzi cu înălţimea constantă, continue pe cinci deschideri 56,00+14,00+70,00+ +14,00+56,00 m, cu o lungime totală de 210 m şi o lăţime totală (pentru ambele poduri) de 23,05 m.

Este de remarcat raportul neobişnuit între deschideri, ales astfel încît să se reducă cît mai mult momentele încovoietoare parazite datorite precomprimării în dreptul pilelor.

Prin dispoziţia adoptată şi un traseu corespunzător al fasciculelor pretensionate s-a reuşit ca aceste momente să reprezinte numai 1,3 — 2,7% din mărimea momentelor încovoietoare datorite încărcărilor exterioare, aceste din urmă momente devenind practic egale pe cele două pile; de remarcat că, la o construcţie clasică, momentele parazite reprezintă aproximativ 30% din cele datorite încărcărilor. Forţa de precomprimare a fost de 1770 t în deschiderile extreme, de 1990 t în deschiderea centrală şi de 3540 t în dreptul pilelor.



Construcţia are un aspect foarte suplu datorită zvelteţii grinzilor (înălţime de 2,60 m reprezentînd aproximativ 1/27 din deschiderea centrală), cît şi formei elevaţiei pilelor, înalte de peste 20 m.

Suprastructura este solidară cu pilele elastice (avînd o lăţime redusă în lungul podului), iar pe culee s-au executat reazeme mobile de neopren.

După René Suter: *Puente sobre el Boison de St. Prex en la autopista Laussana-Ginebra* (ed. F.I.P.)

OBSERVAŢII ASUPRA COMPORTĂRII ÎN EXPLOATARE A UNOR ÎNVELITORI CU HIDROIZOLAŢIE BITUMINOASĂ

Ing. **Remus Brescan**
INCERC

În 1964, INCERC a început cercetarea şi elaborarea unor alcătuiri noi de învelitori mai eficiente din punct de vedere tehnico-economic decît cele folosite pînă în prezent, prin durabilitate sporită în timp, reducerea greutăţii proprii, productivitatea ridicată a muncii şi preţ de cost mai scăzut.

Cercetările au fost îndreptate spre două căi, una pentru găsirea posibilităţilor şi a condiţiilor de utilizare la învelitori a materialelor termo- şi hidroizolatoare noi produse de industria noastră şi cealaltă pentru studierea unor alcătuiri de învelitori cu o rezistenţă sporită la acţiunea umidităţii provenite din vaporii de apă care migrează prin structură şi la acţiunea agenţilor atmosferici.

Rezultatele acestor cercetări au dus la realizarea unor alcătuiri noi de învelitori pentru care există în momentul de faţă instrucţiuni de folosire, deşi au fost elaborate de foarte scurt timp, şi au o aplicare în practică foarte extinsă.

Pentru stabilirea unei tehnologii de execuţie adecvate şi pentru a se crea posibilitatea urmăririi în timp a soluţiilor elaborate s-au executat după soluţiile INCERC şi cu asistenţa sa tehnică următoarele acoperişuri-laborator:

1. Hala de panouri mari Militari	Termoizolaţie cu polistiren celular
2. Bloc M 35 Balta Albă, terasele scărilor 3 şi 4	
3. Construcţia S.E.C. INCERC	
4. Hala nouă INCERC	
5. Anexă hală Militari	Termoizolaţie cu PFL poros
6. Bloc M 35 Balta Albă, terasele scărilor 5 şi 6	
7. Bloc M 35 Balta Albă, scara 8	Termoizolaţie de beton celular

Cercetarea şi verificările periodice făcute de INCERC asupra comportării în timp a acestor lucrări au constat din:

— Verificarea în laborator a caracteristicilor fizico-mecanice ale noilor materiale utilizate şi compararea rezultatelor cu cele din standarde şi cu cele din determinările făcute la punerea în operă şi în anii anteriori.

— Verificarea acumulării de umiditate prin măsurători periodice în stratul termoizolant. Aceste determinări se fac pe epruvete din învelitoare scoase din aceleaşi porţiuni (placă, lot de plăci) de două ori pe an (primăvara, la terminarea anotimpului rece şi toamna la terminarea anotimpului cald) pentru umiditate, şi o singură dată pe an pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice.

— Verificarea comportării hidroizolaţiei în cîmp în ceea ce priveşte formarea de băşici, alunecarea straturilor, contracţia foilor, curgerea bitumului de acoperire şi apariţia fenomenului de îmbătrînire a bitumului.

— Verificarea comportării în timp a elementelor anexă ale unei învelitori, ca de exemplu:

Tabela 1

Reperul	Măsurători la capătul halei dinspre depozit	Măsurători la mijlocul halei	Măsurători la capătul halei dinspre anexă	OBS.
Aprilie 1967 La sol	$t_i = 16{,}4°$ $\varphi_i = 62\%$	$t_i = 18{,}2°$ $\varphi_i = 67\%$	$t_i = 18{,}4°$ $\varphi_i = 60\%$	
La $h = 5$ m	$t_i = 20{,}2°$ $\varphi_i = 69\%$	$t_i = 20{,}6°$ $\varphi_i = 63\%$	$t_i = 20{,}6°$ $\varphi_i = 70\%$	
Sub placa suport a învelitorii	$t_i = 21{,}5°$ $\varphi_i = 60\%$	$t_i = 21{,}6°$ $\varphi_i = 67\%$	—	
Octombrie 1968 La sol	$t_i = 14{,}2°$ $\varphi_i = 66\%$	$t_i = 17{,}6°$ $\varphi_i = 52\%$	$t_i = 17°$ $\varphi_i = 58\%$	Umiditatea atmosferei exterioare 53%
La $L = 5$ m	$t_i = 15{,}8°$ $\varphi_i = 56\%$	$t_i = 19{,}2°$ $\varphi_i = 56\%$	$t_i = 19°$ $\varphi_i = 64\%$	
Sub placa suport a învelitorii	$t_i = 20°$ $\varphi_i = 73\%$	$t_i = 21°$ $\varphi_i = 74\%$	—	

hidroizolaţiile verticale la atice, coşuri, ventilaţii etc., străpungeri, guri de scurgere, rosturi de dilataţie, detaliile de tinichigerie, precum şi comportarea racordărilor hidroizolaţiei acestor elemente cu hidroizolaţia din cîmpul învelitorii.

— Verificarea comportării soluţiei alese pentru protecţia hidroizolaţiei bituminoase. S-a urmărit în special acţiunea de întîrziere a îmbătrînirii hidroizolaţiei pe care o poate realiza protecţia respectivă prin comparare cu suprafeţe lăsate neprotejate, precum şi stabilitatea protecţiei pe hidroizolaţie.

— Verificarea existenţei pe tavanul construcţiei a petelor de umezeală provenite din condens sau din infiltraţia apelor din precipitaţii. Cercetarea şi analizarea cauzelor care au dat loc la apariţia lor.

I. ÎNVELITORI TERMOIZOLATE CU POLISTIREN CELULAR

I. 1. Hala de panouri mari Militari

Destinaţia : hală industrială pentru producţia de prefabricate de beton armat.

Suprafaţa acoperişului : 13 000 m².

Placă suport : chesoane de beton armat. Acoperiş curb cu cinci unde.

Panta acoperişului : 10% la coamă, 20% la mijlocul undei, 17% la intrarea în dolie.

Umidităţi şi temperaturi interioare măsurate de INCERC la 8.IV.1967, după darea în exploatare a halei, şi în octombrie 1968, în plin proces tehnologic (tabela 1).

Din măsurători se constată temperaturi şi umidităţi interioare de exploatare mai mari decît cele indicate de proiectantul de tehnologie în momentul întocmirii proiectului de învelitoare (temperatură interioară + 16° şi umiditate relativă interioară 55%).

De asemenea, se constată că în 1968 umidităţile interioare sub placa acoperişului au crescut la peste 70% datorită scăpărilor de abur de la etuvare.

Această necunoaştere de la început a parametrilor tehnologici reali de funcţionare a construcţiei în ceea ce priveşte temperatura şi umiditatea a dus la întocmirea unui proiect în care nu s-a ţinut seamă de posibilitatea existenţei unei umidităţi aşa de ridicate în hala de fabricaţie. INCERC, din motive de prevedere, a introdus un strat de difuziune a vaporilor sub învelitoare care să-i permită să reziste în condiţii satisfăcătoare la umidităţi pînă la 70%, însă proiectantul de rezistenţă nu a prevăzut nici o protecţie a chesoanelor de beton armat, a căror armătură poate fi corodată în asemenea condiţii de exploatare.

SOLUŢIILE DE ÎNVELITOARE EXECUTATE

Alcătuirea învelitorii la hala de fabricaţie a panourilor mari a fost proiectată şi executată după cum urmează :

a) Stratul suport din mortar de ciment marca 100 executat în grosimea de 1,5—2 cm pe o suprafaţă de 5 400 m². Restul, în suprafaţă de cca 7 600 m², are stratul suport format chiar din faţa chesoanelor de beton armat, cu rostu-

Tabela 2

Hala de prefabricate Militari. Termoizolaţie de polistiren celular

Denumirea caracteristicii	STAS 7461/1966	Determinări 1965	Determinări 1966		Determinări 1967		Determinări 1968	
			I*	II**	I	II	I	II
Densitatea aparentă (kg/m³)	17—22	16,5	19,3	19,3	20,0	19,1	20,2	20,1
Tensiune la compresiune (kg/cm²)	0,8	—	0,52	0,52	0,32	0,46	0,37	0,93
$\frac{\text{Grosime imediat după încercare}}{\text{Grosime înainte de încercare}}$ %	—	—	—	—	50,5	68	66	59
Rezistenţa de rupere prin încovoiere statică (kgf/cm²)	1,5	1,97	2,6	2,6	1,69	2,24	2,46	2,13
Absorbţie apă după :								
24 ore	1,5	—	—	—	0,69	2,16	0,53	0,69
48 ore (g/100 cm³)	—	—	—	—	—	—	1,43	1,695
Stabilitate dimensională. Contracţia la 85°C după :								
24 ore	—	—	—	—	—	—	—	−4,2
48 ore	—	—	—	—	—	—	—	−5,3
Permeabilitate la vapori g/m^2h mmHg	0,002	—	—	0,00179	0,00168	0,00175	0,00153	
Rezistenţa la vapori m^2h mmHg/g	—	—	—	—	4,17	5,75	6,18	6,5
Rezistenţa la tracţiune (kgf/cm²)	Prospect BASF 2,2	—	—	—	—	—	2,88	2,42
Umiditatea relativă a termoizolaţiei (% în greutate)	—	0,53	0,64	0,43	0,32	0,67	0,15	0,39

* Probe luate la terminarea anotimpului rece

** Probe luate la terminarea anotimpului cald rile umplute și nivelate cu mortar. Această împărțire arbitrară se datorește faptului că la începutul lucrării, executantul nu a acceptat să aplice învelitoarea fără șapă generală peste chesoane.

b) Amorsaj de bitum tăiat cu benzină.

c) Stratul de difuziune a vaporilor, format din carton asfaltat perforat.

d) Bariera de vapori dintr-un strat de carton asfaltat între două straturi de mastic de bitum.

e) Termoizolația formată din plăci de polistiren celular în grosime de 2,4 cm.

f) Hidroizolația de 2p + 1c + 4b pe o suprafață de 1 700 m^2 și 1p + 2c + 4b pe restul suprafeței, aplicată direct.

g) Protecția hidroizolației s-a făcut cu pietriș sau nisip cu granulație mare prins în bitum, ori vopsitorie, în următoarele variante :

— undele 3, 4 și 5 protejate cu nisip Ø 5—7 mm ancorat în irasbit ;

— 1/2 din unda 2 protejată cu pietriș Ø 7—15 mm în două suprafețe egale ; pe una, pietrișul a fost ancorat în irasbit și pe cealaltă în bitum cald ;

— 1/2 din unda 2 protejată cu vopsea pe bază de alchidal de culoare vernil aplicată cu pistolul peste ultimul strat de bitum ;

— unda 1 protejată cu vopsea de aluminiu pe bază de ulei vegetal aplicată tot cu pistolul.

Aerarea învelitorii se face pe toată suprafața cu un strat de carton asfaltat perforat așezat sub bariera de vapori, care are comunicare cu atmosfera exterioară pe tot perimetrul învelitorii și prin deflectoare de tablă amplasate pe coamele celor cinci unde ale acoperișului.

Epruvetele pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice ale termoizolației de polistiren au fost extrase, începînd din 1965, în fiecare an, din același lot de plăci, din partea de acoperiș situat deasupra etuvelor de aburire a panourilor mari, unde sînt scăpări de vapori de apă spre acoperiș.

Rezultatele determinărilor sînt arătate în tabela 2.

Din valorile caracteristicilor fizico-mecanice determinate în laborator și trecute în tabelă se constată, pentru același lot de plăci, variații foarte mari pentru unele caracteristici (rezistența la compresiune : 0,37 kg/cm^2 măsurat în aprilie 1968, și 0,99 kg/cm^2 măsurat pe proba luată în septembrie din aceeași placă ; absorbția de apă 2,16 g/100 cm^3 măsurat în 1967 și 0,69 g/100 cm^3 măsurat în 1968). Această variație a valorilor cu mult deasupra sau sub valorile înscrise în STAS a fost constatată de INCERC în repetate rînduri pe blocurile de polistiren celular.

În privința umidității găsite în termoizolație, valorile măsurate se mențin foarte scăzute, ceea ce înseamnă că, deși regimul din hală atinge în unele locuri umidități relative interioare de peste 70%, totuși alcătuirea învelitorii este bine aleasă și termoizolația după trei ani de exploatare a rămas perfect uscată.

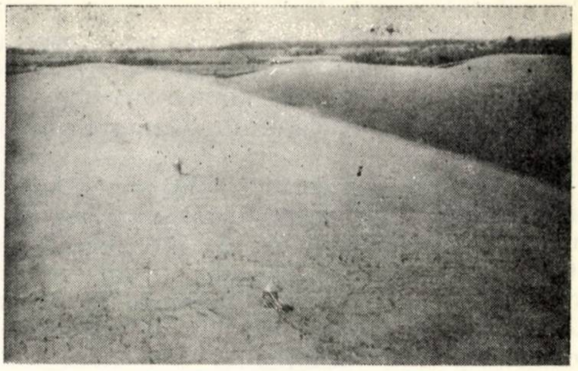


Fig. 1

Acest fenomen se datorește în mare parte alcătuirii raționale a învelitorii și bunei funcționări a sistemului de aerare format din stratul de difuziune a vaporilor amplasat sub bariera de vapori, strat care comunică cu exteriorul pe perimetrul acoperișului și prin deflectoare amplasate pe coamele undelor (fig. 1).

Ca o concluzie generală, după trei ani de la punerea în operă a termoizolației din polistiren celular la hala de panouri mari Militari se constată că valorile măsurate pe probele de polistiren luate din lucrare se mențin în cadrul valorilor măsurate pînă acum, cu oscilațiile menționate mai sus și în nici un caz nu prezintă modificări ale caracteristicilor fizico-mecanice față de cele inițiale, care să marcheze fenomene de schimbare a structurii sale.

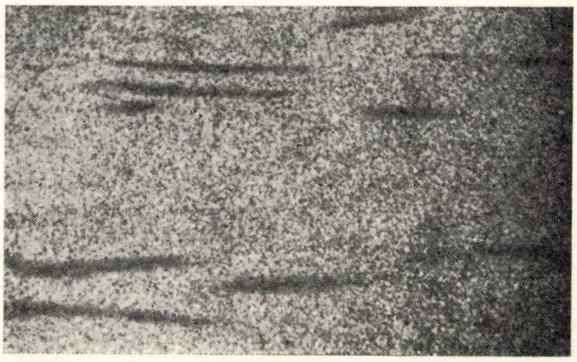


Fig. 2

Fig. 3

Asupra hidroizolației executate pe o porțiune mai mică, așa cum am arătat la început, cu 2p + 1c + 4b, iar pe restul suprafeței cu 1p + 2c+4b, care se comportă în general bine, se pot face următoarele observații după trei ani de exploatare :

Se observă un început de alunecare a foilor hidroizolante pe porțiuni foarte mici, la capătul dinspre depozitul de panouri, pe undele 4 și 5.

De asemenea, sînt cîteva mici porțiuni unde, din cauza dilatării straturilor hidroizolante, s-au produs cutări și s-au dezlipit marginile foilor. (fig. 2, 3.).

Aceste defecțiuni se datoresc bitumurilor de calitate slabă din care se prepară masticurile pentru hidroizolații.

Pînă în prezent nu s-a constatat pe această suprafață de învelitoare de cca 13 000 m², nici un fel de bășicare a hidroizolației.

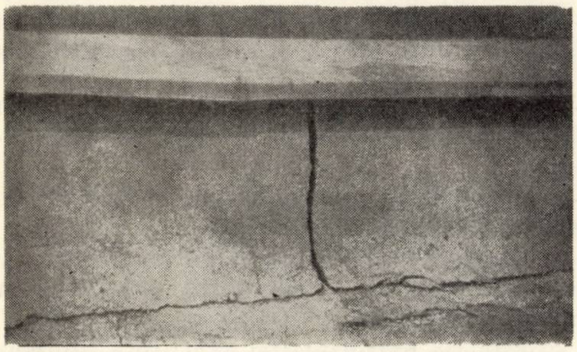


Fig. 4

În privința comportării detaliilor anexe ale învelitorii : străpungeri, guri de scurgere, atice, coșuri, ventilații etc. executate pe această învelitoare nu avem de semnalat decît două observații :

— Căciulile de protecție ale gurilor de scurgere îmbrăcate cu plasă de sîrmă nu sînt corespunzătoare, deoarece se colmatează și provoacă stagnări mari de apă în dolii.

— Tencuiala de mortar de ciment pentru protecția hidroizolației verticale la atice, reborduri etc. trebuie să aibă rosturi de dilatație la maximum 5—6 m. În caz contrar, așa cum s-a întîmplat la acoperișul de la hala de prefabricate Militari, se produc crăpături care merg pînă la 1—1,6 cm, cu tensiuni care pot produce și ruperea hidroizolației. (fig. 4).

Protecția hidroizolației bituminoase a fost executată pe învelitoarea halei de prefabricate Militari în vara anului 1966 și prezintă următoarele aspecte :

— Pe timp de insolație puternică (temperatura aerului peste + 30°C) un om de cca 80 kg, circulînd normal pe suprafața de hidroizolație protejată cu vopsea alchidal, observă că aceasta este moale.

Suprafața protejată cu vopsea de aluminiu pe bază de ulei vegetal este mai puțin moale, iar suprafața protejată cu pietriș Ø 5—7 mm sau 7—15 mm, în cantitate de 10—15 kg/m², este rigidă.

— La circulația pe hidroizolația protejată cu vopsea nu rămîn urme, dar dacă un om se lasă în genunchi pentru a lucra cîteva minute rămîne în hidroizolație o urmă de cca 1 cm adîncime.

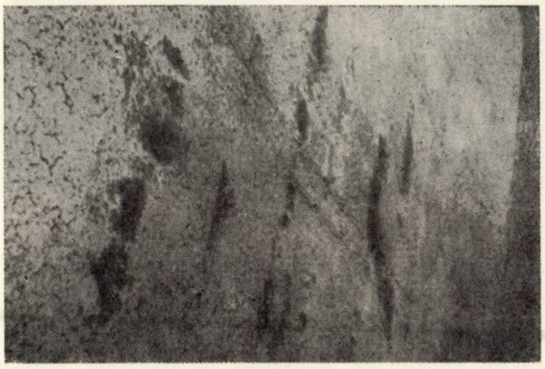


Fig. 5

— Pietrișul pentru protecție este suficient de bine ancorat în masticul de lipire și nu s-a produs nici un fel de antrenare a lui spre dolii, atît pe suprafețele tratate cu bitum rece, cît și pe cele tratate cu bitum cald.

— Pe suprafața hidroizolației protejate cu vopsea vinarom se observă, după un an de la darea în exploatare, tendințe puternice de curățire-cojire a peliculei de vopsea (fig. 5).

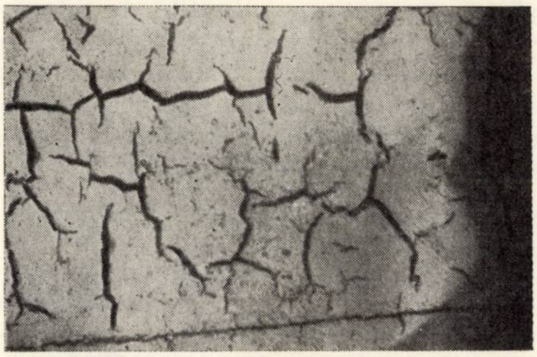


Fig. 6

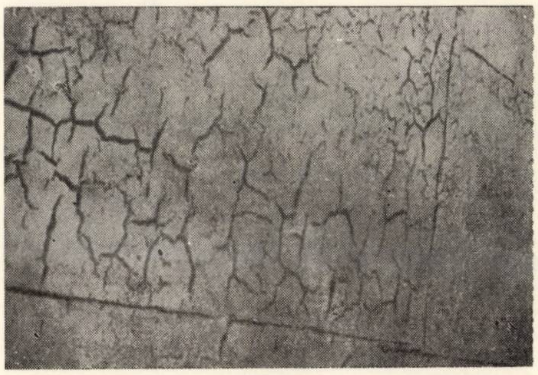


Fig. 7

Pe suprafața protejată cu vopsea de aluminiu pe bază de ulei vegetal, acest fenomen nu se observă decît în măsură mai mică. De asemenea, această vopsea prezintă crăpături foarte pronunțate pe toată suprafața. Acest aspect,

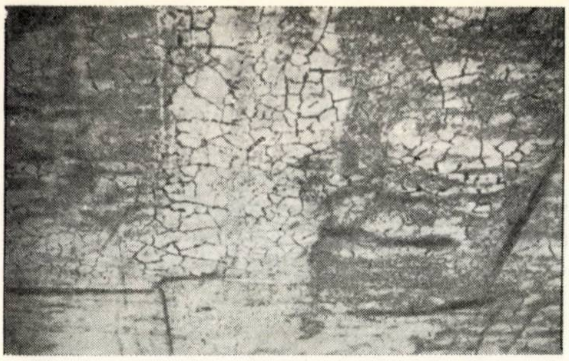


Fig. 8

într-o măsură ceva mai mică, îl prezintă și suprafața vopsită cu aluminiu (fig. 6, 7).

Suprafața de hidroizolație etalon, unde bitumul de acoperire a rămas neprotejat, are un aspect normal, în sensul că prezintă foarte multe fisuri fine caracteristice începutului de îmbătrînire (fig. 8).

În problema protecției contra îmbătrînirii timpurii a hidroizolației se dovedește — ceea ce indică și practica din țara noastră și din străinătate — că cea mai eficace protecție este cea cu pietriș care, dacă este corect executată, își păstrează în timp calitățile de aderență, reflexie și stabilitate. Pe porțiunile bine acoperite cu pietriș se observă, după îndepărtarea acestuia, că bitumul nu și-a schimbat culoarea, nu a devenit sfărîmicios și își păstrează același aspect ca la punerea lui în operă.

I. 2. Bloc M 35 Balta Albă, scările 3 și 4

CARACTERISTICILE CONSTRUCȚIEI

Destinația construcției : locuințe p + 9 etaje.

Suprafața : fiecare tronson de scară 255 m^2.

Placa suport : placă plană de 10 cm grosime de beton armat monolit.

Panta acoperișului : 2% realizată din beton de pantă B_{15} cu $\rho = 2\,200$ kg/m^3.

Scurgere interioară prin două guri de evacuare la fiecare tronson de scară.

Umiditatea relativă interioară 50 — 60%.

Temperaturi interioare 21—22°C.

Alcătuirea de învelitori experimentată pe terasele scărilor 3 și 4 a fost următoarea :

— beton de pantă cu $\rho = 2\,200$ kg/m^3 ;

— strat suport din șapă de mortar de ciment;

— amorsaj din soluție de bitum în benzină ;

— strat de difuziune a vaporilor din carton asfaltat perforat, care s-a aplicat numai la scara 4 ;

— barieră de vapori dintr-un strat de carton asfaltat lipit continuu între două straturi de bitum ;

— termoizolație din plăci de polistiren expandat în grosime de 2,4 cm ;

— hidroizolație dintr-un strat de pînză P.A. între două straturi de carton asfaltat și patru straturi de bitum ;

— protecția hidroizolației executată dintr-un strat de nisip de 2—3 cm și plăci de beton de 25 × 25 × 3 cm.

Tabela 3

Bloc M 35 Balta Albă. Termoizolație de polistiren celular (Măsurători făcute în aprilie 1968)

Caracteristici	STAS 7461/1966	Probe 1965	Probe 1966		Probe 1967		Probe 1968	
			I*	II**	I	II	I	II
Densitate aparentă	17—22	18,9	24,3	21,2	25,0	23,8	21,0	—
Tensiune la compresiune (kgf/cm^2)	0,8	0,73	0,239	0,370	—	—	0,81	—
$\frac{\text{Grosime imediat după încercare}}{\text{Grosime înainte de încercare}}$ %	—	—	—	—	—	—	0,40	—
Rezistența la rupere prin încovoiere statică (kgf/cm^2)	1,5	1,88	2,39	2,22	2,0	1,96	—	—
Absorbția de apă după imersiune (g/100 cm^3)	1,5	—	4,38	6,71	0,94	1,26	0,47	—
la 24 ore	—	—	—	—	—	—	0,69	—
la 48 ore								
Stabilitate dimensională. Contracția la 85°C după								
24 ore	—	—					4,76	—
48 ore							4,03	—
Permeabilitate la vapori g/mh mmHg								
Rezistența la vapori	0,002	—		—	0,002	0,002	0,00189	—
mh mmHg/g	—	—		—	0,45	5,8	—	—
Rezistența la tracțiune (kgf/cm^2)	Prospect BASF 2,2	—	—	—	—	—	2,94	—
Umiditatea relativă a termoizolației (% în greutate)	—	0,22	0,55	0,62	0,60	0,66	0,65	0,69

* Proba I din învelitoarea cu strat de difuziune (scara 4)
** Proba II din învelitoarea fără strat de difuziune (scara 3)

Epruvetele pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice şi a umidităţii termoizolaţiei din polistiren celular s-au extras din aceeaşi suprafaţă determinată, executată cu acelaşi lot de plăci.

Rezultatele determinărilor sînt indicate în tabela 3.

În ceea ce priveşte caracteristicile fizico-mecanice ale acestei învelitori, se menţin întocmai observaţiile făcute relativ la termoizolaţia învelitorii de la hala de panouri mari Militari.

În ceea ce priveşte comportarea hidroizolaţiei, aceasta, după trei ani de exploatare, se prezintă foarte bine, în sensul că nu se observă nici un fel de fenomen caracteristic începutului de îmbătrînire a bitumului, şi aceasta se întîmplă la o hidroizolaţie aplicată pe o termoizolaţie din plăci de polistiren, care din cauza şocului termic mare pe care-l dă este foarte nefavorabilă comportării hidroizolaţiei. Explicaţia este stratul de circulaţie din dale prefabricate de beton aşezate pe 2—3 cm de nisip, care oferă pentru hidroizolaţie o protecţie foarte bună, în special în cazul învelitorilor bituminoase termoizolate cu plăci de polistiren celular.

În privinţa comportării elementelor anexe ale învelitorii (străpungeri, guri de scurgere, atice, coşuri, ventilaţii etc.) executate pe această terasă, se menţin aceleaşi observaţii făcute pentru majoritatea acoperişurilor privind degradările ce se produc în timp la protecţiile verticale de mortar de ciment ale hidroizolaţiilor verticale.

În timpul insolaţiilor puternice s-a constatat fenomenul de ridicare a plăcilor de protecţie din cauza dilatărilor. Uneori aceste împingeri sînt atît de puternice încît este nevoie să se spargă o placă pentru a o putea scoate din locul unde a fost montată. Acest lucru, care se întîmplă frecvent, este dăunător, deoarece plăcile împing tocmai în izolaţia scafelor elementelor verticale, pe care o pot perfora, dînd loc la infiltraţii. Se atrage atenţia asupra acestui neajuns al protecţiei cu dale prefabricate şi se recomandă soluţiile corespunzătoare cu rosturi de cel puţin 2 cm, atît în cîmp, cît şi pe perimetrul terasei.

În apartamentele de la ultimul nivel nu s-au observat — în intervalul de trei ani de la darea în exploatare a blocului — pete de umezeală, urme de condens sau infiltraţii datorate alcătuirii învelitorii.

1. 3. Construcţia experimentală S. E. C. INCERC

Destinaţia construcţiei : birouri pentru sectorul economic.

Suprafaţa terasei : cca 143 m^2.

Suportul învelitorii : beton armat monolit pe jumătate din suprafaţă şi beton de pantă din granulit cu o şapă de mortar de ciment pe cealaltă jumătate.

Panta acoperişului : 5% într-o singură pantă de scurgere la jgheaburi.

Umidităţi interioare : 50—60%.

Temperaturi interioare : 20—22°C.

Soluţia de învelitoare experimentată la această construcţie este aceeaşi cu cea de la terasa blocului M 35, scara 4.

La acest acoperiş, pe o suprafaţă de circa 75 m^2, stratul suport al alcătuirii a fost executat dintr-un beton uşor de pantă din granulit

Tabela 4

Construcţa S.E.C. – INCERC. Termoizolaţie de polistiren celular

Denumirea caracteristicii	STAS 7461/66	Proba 1967		Proba 1968	
		I*	II*	I	II
Densitatea aparentă (kg/m^3)	17—22	22,5	19,6	17,0	20,3
Tensiunea de compresiune (kgf/cm^2)	min. 0,8	0,22	0,23	0,531	0,426
$\frac{\text{Grosime imediat după încercare}}{\text{Grosime înainte de încercare}}$ %	—	27	33,4	6,91	70
Rezistenţa la rupere prin încovoiere statică (kgf/cm^2)	min. 1,5	1,72	1,48	1,78	2,39
Absorbţia de apă după :					
24 ore	max. 1,5	0,89	0,99	0,95	0,97
48 ore				5,45	2,265
(g/100 cm^3)					
Stabilitatea dimensională. Contracţia la 85°C la :					
24 ore				1,88	2,81
48 ore				4,90	5,50
Permeabilitate la vapori g/mh mmHg	0,002	0,00164	0,00199	0,00163	0,00180
Rezistenţa la vapori mh mmHg/g	—	4,35	4,04	6,68	7,04
Rezistenţa la tracţiune (kg/cm^2 min.)	După prospect BASF 2,2	—	—	2,28	2,37
Umiditatea relativă a termoizolaţiei (% în greutate)		0,08	0,64	1,22	0,49

* Învelitoare pe suport de beton de pantă uşor cu granulit.

** Învelitoare pe suport de beton armat compact greu.

în grosime medie de 27 cm, peste care s-a aplicat o şapă de egalizare din mortar M 100.

Pe restul acoperişului, în suprafaţă de cca 80 m², stratul suport al învelitorii îl formează însăşi placa suport de 12 cm de beton armat, peste care s-a aplicat de asemenea o şapă de egalizare din mortar M 100.

La acest acoperiş, pe porţiunea cu beton de pantă de granulit, a fost demonstrată comportarea nesatisfăcătoare a unei învelitori aşezate pe un beton de pantă uşor, care este poros şi reţine apa din confecţionare. Aşa cum s-a constatat la experimentare în 1965, imediat după ce s-au executat stratul termoizolator şi hidroizolaţia, la insolaţiile mari din iulie 1965, apa păstrată în betonul uşor de pantă s-a transformat în vapori, care au început să condenseze pe faţa rece a acoperişului (spre interior, în camere), dînd loc la infiltraţii.

Infiltraţiile au încetat abia după 5 luni, însă în structura învelitorii a rămas o mare cantitate de umiditate.

La măsurătorile făcute în 1967 şi 1968 asupra termoizolaţiei de polistiren s-a găsit în porţiunea de învelitoare fără beton de pantă 0,64 şi 0,49% umiditate în greutate, iar în porţiunea de învelitoare cu beton de pantă din granulit 1,08% şi respectiv 1,22% umiditate în greutate, ceea ce înseamnă o termoizolaţie bine umezită.

Rezultă că, într-o structură de învelitoare, simpla prezenţă a betonului de pantă uşor, poros poate determina o comportare proastă a întregului acoperiş. Aceeaşi structură, însă fără beton de pantă uşor, a avut o comportare bună, aşa cum s-a constatat la blocul M 35 şi la hala de prefabricate Militari.

Este important de văzut dacă, în viitor, stratul de difuziune va reuşi pînă la urmă să ajute la eliminarea acestei cantităţi de apă în exces din betonul uşor. Ceea ce putem spune pînă în prezent este că în decurs de cca trei ani nu s-a putut întîmpla acest lucru, termoizolaţia neajungînd la o umiditate ca a celorlalte structuri asemănătoare, însă fără beton de pantă uşor.

Celelalte caracteristici ale termoizolaţiei, determinate pe epruvete decupate din învelitoare, sînt indicate în tabela 4.

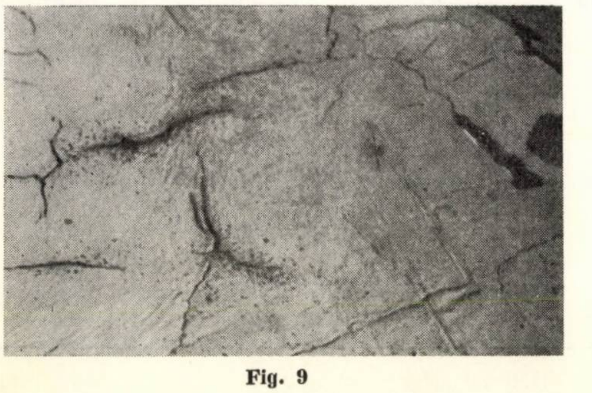


Fig. 9

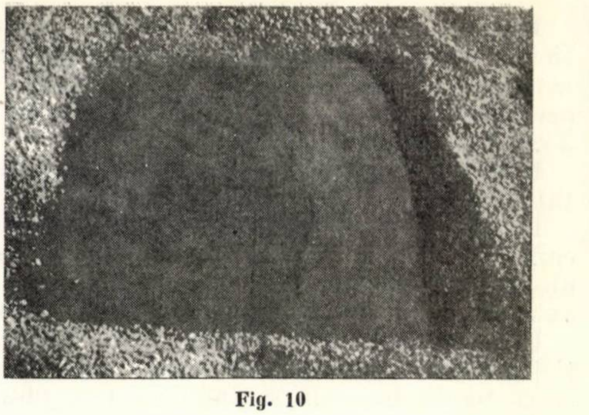


Fig. 10

O constatare foarte importantă care s-a putut face la această învelitoare este comportarea hidroizolaţiei sub o protecţie dintr-un strat de pietriş Ø 5—7 mm în grosime de 3—4 mm.

Toată suprafaţa acoperişului este astfel protejată, în afară de o suprafaţă de cca 1 m² din centrul ei, unde nu s-a executat nici un fel de protecţie.

După numai trei ani de exploatare, suprafaţa bituminoasă rămasă neprotejată prezintă fenomenul accentuat de îmbătrînire a bitumului, în comparaţie cu suprafaţa protejată, care sub această protecţie de 3—4 cm pietriş şi-a păstrat toate calităţile, lipsind cu totul aspectele specifice îmbătrînirii (fig. 9, 10).

Această protecţie de pietriş în grosime de cca 4 cm are o stabilitate foarte bună la panta de 5% a acoperişului, neobservîndu-se nici o tendinţă de alunecare.

II. ÎNVELITORI TERMOIZOLATE CU PLĂCI FIBROLEMNOASE POROASE BITUMINATE ŞI ANTISEPTIZATE

II. 1. Hala anexă Militari

CARACTERISTICILE CONSTRUCŢIEI

Destinaţia : ateliere anexe fabricaţiei (tîmplărie, mecanică, laboratoare etc.).

Suprafaţa : 4 000 m².

Placa suport : grinzi precomprimate prefabricate montate înclinat pentru crearea pantelor.

Evacuarea apelor : scurgere interioară prin guri de scurgere.

Umiditatea relativă interioară : aceeaşi ca şi în hala de fabricaţie, deoarece aceste două construcţii comunică liber între ele (vezi tabela 1).

Pe această construcţie s-a aplicat următoarea alcătuire de învelitoare :

— stratul suport din grinzi T precomprimate avînd rosturile umplute cu beton de rigidizare ;

— amorsaj din soluţie de bitum în benzină ;

— strat de difuziune de carton asfaltat perforat ;

Tabela 5

Anexa la hala de fabricație Militari. Termoizolație din PFL poros

Denumirea caracteristicii	UM	N.I.D. 1265–64	Valori 1965	1967	1968
Dimensiuni					
lungime	mm	2440±5			
lățime	mm	1220±3			
grosime	mm	20±1			
Zone de folie smulse	—	nu se admit			
Colorații anormale	—	nu se admit			
Clivări-dezlipiri de straturi	—	nu se admit			
Zgîrieturi	—	se admit f. subțiri			
Margini și colțuri rupte	—	nu se admit			
Densitate aparentă	g/cm^2	0,30–0,40	0,301	0,301	0,316
Absorbția de apă după 2 h imersie	%	maxim 20	24,9	24,5	24,8
Umflare după 2 h imersie					
— în grosime	%	maxim 7	2,46	1,34	1,7
— în lățime	%	maxim 0,3	0,30	—	—
Variația dimensională pt. umidități relative ale aerului de 40–80%	mm	maxim 1,5	—	—	—
Rezistența la încovoiere statică pt. plăcile de 20 mm	kgf/cm^2	minim 15	16,2	21,3	14,9
Rezistența la tracțiune perpendiculară pe fețe	kgf/cm^2	minim 0,75	0,58	0,53	0,27
Compresibilități pentru 4 kgf/cm^2	,,	maxim 10	—	—	—
Coeficientul de conductibilitate (λ) la umiditatea normală	—	—	—	—	—
Umiditatea determinată pe probe luate din lucrare	%	—	—	7,5	10,0* 63,0–73,0**
Procentul și soluția cu care au fost antiseptizate	%	—	0,75%PCPNa raportată la masa de fibre uscate	—	sub 50% din procentul introdus în masa fibrolemnoasă

* În locurile unde nu s-a semnalat prezența atacului de ciuperci.

** În locul unde s-a semnalat atacul de ciuperci.

— barieră de vapori dintr-un strat de carton asfaltat între două straturi de bitum;

— termoizolație de PFL bitumat și antiseptizat de 2 cm grosime, în total 4 cm;

— hidroizolația formată din două straturi de carton asfaltat, un strat de pînză asfaltată și patru straturi de bitum.

Comunicația între straturile de difuziune a vaporilor și exterior se face pe lîngă atice, pe lîngă calcanul construcției alăturate, precum și prin deflectoare amplasate în cîmpul terasei.

Epruvetele pentru determinarea caracteristicilor fizico-mecanice și a umidității relative s-au extras și în 1968 în condiții similare și din aceleași zone ca și în anii precedenți.

Rezultatele determinărilor sînt arătate în tabela 5.

Din datele obținute se constată că rezistența la încovoiere statică a fost cu cca 10% mai mică în comparație cu valorile inițiale din 1965.

Rezistența la tracțiune perpendiculară pe fibre, în 1968, a fost cu cca 40% mai mică în comparație cu valorile respective din anul montării. Această scădere poate proveni, în parte, din faptul că, în momentul scoaterii din acoperiș, probele, avînd o umiditate relativ mare (peste 60%), s-a produs o dislocare mai accentuată a straturilor componente.

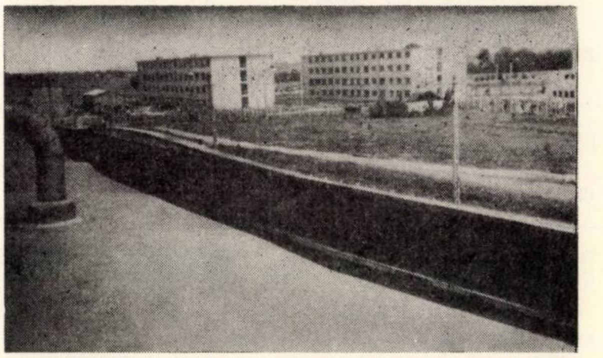


Fig. 11

Hidroizolația executată din două straturi de carton bitumat, unul de pînză bitumată și patru de mastic de bitum, după trei ani de exploatare prezintă semne pronunțate de îmbătrînire a bitumului, deoarece, din cauza lipsei de fonduri, hidroizolația a rămas neprotejată, cu toate că INCERC recomandase prin proiect o protecție de 4 cm pietriș mărgăritar.

Sistemul de parapete metalice în chip de atic proiectate la această hală nu se comportă bine, în sensul că, din cauza dilatației, s-au desprins și s-au încovoiat atît în plan orizontal, cît și în plan vertical (fig. 11).

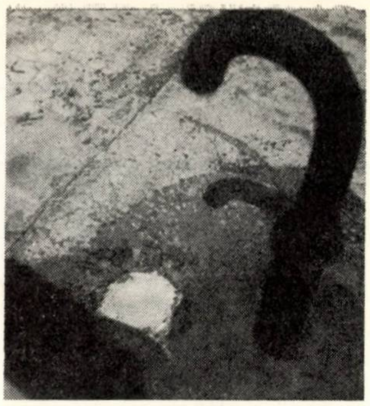


Fig. 12

Acest joc al parapetului metalic poate provoca desprinderea hidroizolației care este prinsă de el și poate da naștere la infiltrații.

De felul cum beneficiarii construcțiilor exploatează și întrețin acoperișurile, problemă capitală pentru viața unei construcții, dăm în figura 12 un exemplu : o conductă de abur scoasă, după terminarea construcției, pe acoperiș și îndreptată în așa fel încît aburul lovește direct hidroizolația, pe care a perforat-o complet.

II. 2. Bloc M 35 Balta Albă, scările 5 și 6

CARACTERISTICILE CONSTRUCȚIEI

Aceleași ca la scările 3 și 4 descrise la capitolul învelitori termoizolate cu plăci de polistiren celular.

Alcătuirea straturilor învelitorii este următoarea :

— betonul de pantă cu $\rho = 2\,200$ kg/m^3;

— șapă de mortar cu ciment pentru egalizare ;

— amorsaj executat cu soluție de bitum ;

— strat de difuziune a vaporilor din carton asfaltat perforat ;

— barieră de vapori dintr-un strat de carton asfaltat și două de bitum ;

— strat termoizolator în două variante : a) scara 5, PFL poros fungicizat și bitumat așezat în trei straturi (6 cm grosime), plăcile fiind montate alăturat, și b) scara 6, PFL poros fungicizat și bitumat așezat în trei straturi (6 cm grosime), însă în stratul de mijloc s-au creat canale de cca 4 cm lățime, longitudinal și transversal terasei, pentru aerarea sistemului ;

— al doilea strat de difuziune a vaporilor din carton bitumat perforat, care a fost montat numai la terasa scării 5, care nu are canale în termoizolație ;

— hidroizolația executată dintr-un strat de pînză bitumată între două straturi de carton bitumat și patru de mastic de bitum ;

— protecția hidroizolației din 2—3 cm nisip și plăci de beton prefabricate 25 × 25 × 2 cm.

Determinări fizico-mecanice pe probe de termoizolație luate din aceste terase nu s-au făcut, deoarece INCEF considera că materialul întrebuințat a fost din prima șarjă de PFL antiseptizat fabricat la Suceava și nu corespunde condițiilor cerute de norma internă de fabricație.

Au fost măsurate însă umiditățile pe probe prelevate din lucrare.

Rezultatele sînt următoarele :

	1965 la punerea în lucrare	1966	1967	1968
Scara 5	2,6%	4–6% media 4,8%	2,8–4,6%	6,00%
Scara 6			4,2–8,2%	3,72%

Dată fiind natura organică a PFL poros bitumat și antiseptizat, INCERC și INCEF au făcut — după trei ani de exploatare, adică în 1968 — o serie de cercetări speciale asupra izolației executate cu acest material. De la anexa halei de prefabricate Militari s-a luat o primă probă la 19.VI.1968 și o a doua la 4.IX.1968, iar de la blocul M 35 s-a luat prima probă la 9.VII.1968 și a doua la 19.IX.1968.

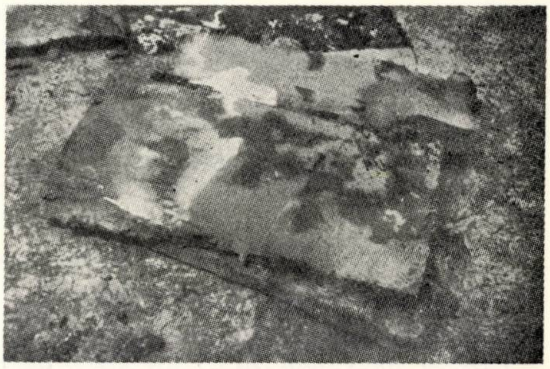


Fig. 13

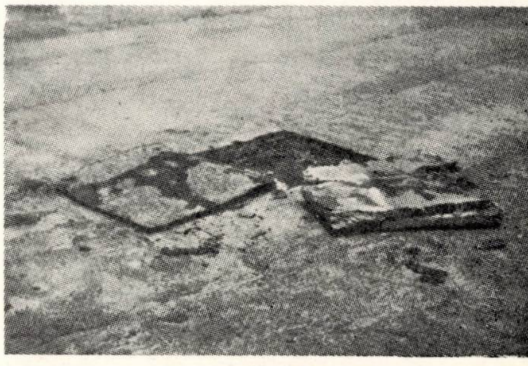


Fig. 14

Asupra acestor probe s-au făcut :

— observații la fața locului și determinări microscopice privind atacul unor ciuperci ;

— determinări de laborator pentru stabilirea umidității pe straturi ;

— analize chimice pentru stabilirea dozei de PCFNa ;

— încercări fizico-mecanice ;

— încercări micologice.

La prelevarea probelor de la anexa halei Militari, în iunie 1968, s-a semnalat apariția pe PFL a unor micelii albe de ciuperci, identificate ca fiind ale ciupercii *Merulius lacrymans* Wulf, respectiv buretele de casă. Ciuperca a fost găsită și la a doua prelevare de probe, din septembrie (fig. 13 și 14).

La ambele prelevări, atacul era localizat în aceeași zonă de acoperiș și anume în imediata apropiere de locul de unde s-au prelevat probele în 1967.

Sondajele efectuate lateral, la o distanță de 1—2 m de acest loc, nu au mai găsit urme vizibile de ciuperci.

Ciuperca a fost găsită, de regulă, sub prima placă de PFL (pe partea inferioară a acesteia) și pe placa a doua de PFL, spre planșeu.

Extinderea atacului era relativ redusă, fără a fi progresat în comparație cu prima constatare.

La prelevarea probelor de la blocul M 35 nu s-a semnalat nici un atac de ciuperci.

Pe probele luate în iunie 1968 de la anexa halei de prefabricate Militari s-au găsit următoarele umidități pentru PFL:

a) În zona în care s-a depistat prezența buretelui de casă:

— la prima placă de sub hidroizolație 76%

— la a doua placă, în stratul cu ciupercă 63,6%

b) În zona în care nu s-a semnalat prezența buretelui de casă (la cca 2 m depărtare):

— umiditatea la prima placă de sub hidroizolație 9,1%

— umiditatea la a doua placă 10,0%

Pe probele de PFL luate în septembrie 1968 din același loc s-a găsit:

a) În zona în care s-a depistat prezența buretelui de casă și s-au luat probe și în iunie:

— umiditatea la prima placă (sub hidroizolație) 12—15%

— umiditatea la placa a doua 20—22%

Miceliile erau vizibile între cele două plăci și, în general, erau slab dezvoltate.

b) În zonele în care nu s-a semnalat prezența buretelui de casă (la cca 2 m depărtare):

— umiditatea la prima placă (sub hidroizolație) 9,5%

— umiditatea la a doua placă 10,0—11,0%

La probele prelevate în iulie 1968 la blocul M 35 Balta Albă (în continuarea locului de unde s-au extras probe în 1967) s-au stabilit următoarele umidități:

— umiditatea la prima placă (sub hidroizolație) 6,63%

— umiditatea la placa de mijloc (fără canale de aer) 5,17%

— umiditatea la placa de fund 6,73%

Probele luate în septembrie 1968 din același loc au avut următoarele umidități:

— umiditatea la prima placă (sub hidroizolație) 5,30%

— umiditatea la placa de mijloc (fără canale de aer) 6,75%

— umiditatea la placa de fund 5,90%

Determinările privind conținutul de pentaclorfenol au fost efectuate pe probe prelevate în iunie 1968 de la acoperișul anexei de la hala de prefabricate.

Cantitatea de pentaclorfenol de sodiu, la plăcile de PFL antiseptizate, a fost:

— la plăcile cu porțiuni atacate de buretele de casă și cu pete de apă — sub 50% din zona inițială;

— la plăcile fără atac de ciuperci (prelevate din punctele amplasate lateral) peste 95% din doza inițială.

Doza inițială remanentă în placă este de 0,75% PCFNa raportată la masa de fibre uscate.

Menționăm că două din probele de PFL prelevate de la acoperișul anexei de la hala Militari, care prezentau urme de atac de *Merulius lacrymans*, au fost depozitate în camera termostat, în condiții favorabile dezvoltării fără ca atacul să se dezvolte mai departe.

III. ÎNVELITORI TERMOIZOLATE CU PLĂCI DE BETON CELULAR AUTOCLAVIZAT

Bloc M 35 scara 8 — Balta Albă

CARACTERISTICILE CONSTRUCȚIEI

Aceleași ca la scările 3 și 4 de la același bloc, descrise la capitolul învelitori termoizolate cu plăci de polistiren celular.

Alcătuirea straturilor învelitorii este următoarea:

— beton de pantă cu $\rho = 2\,200$ kg/m^3;

— șapă de egalizare din mortar de ciment;

— amorsaj executat din soluție de bitum și benzină;

— strat de difuziune a vaporilor executat din carton asfaltat perforat;

— barieră de vapori dintr-un strat de carton asfaltat între două straturi de bitum;

— termoizolație din plăci de beton celular autoclavizat de 12 cm grosime;

— șapă de egalizare de ciment de 2 cm grosime;

— strat de difuziune a vaporilor din carton asfaltat perforat;

— hidroizolația executată din 1p + 2c + + 4 mastic de bitum;

— protecția hidroizolației executată din 2—3 cm nisip și dale prefabricate din beton de 25 × 25 × 3 cm.

Epruvetele pentru determinarea, după trei ani de exploatare, a caracteristicilor fizico-mecanice și a umidității din termoizolația de beton celular autoclavizat au fost extrase din același loc ca și în anii precedenți. Rezultatele determinărilor sînt arătate în tabela 6.

Din datele consemnate în tabelă reiese că după trei ani de exploatare betonul celular autoclavizat își păstrează proprietățile fizico-me-

Tabela 6

Blocul M 35 scara 8. Termoizolaţie din plăci de beton celular

Denumirea caracteristicii	UM	Conf. N.I.D.	b.c.a.			
			Valori determinate			
			1965	1966	1967	1968
Dimensiuni						
— lungime	mm	453±8				
— lăţime	mm	240±5	—	—	—	—
— grosime	mm	125±4				
Densitate aparentă	kg/m³	550	528,5	—	500,0	527,0
Rezistenţa la compresiune	kgf/cm²	18	21,5	25,5	27,5	17,0
Rezistenţa la întindere din încovoiere	kgf/cm²	5,5	7,54	—	7,4	7,4
Coeficient de conductivitate termică la la 20°C	mh/grd	0,11	0,10	—	—	—
Absorbţia de apă în volume	%	45	—	40	—	—
Ascensiunea capilară după 72 h	—	—	—	—	—	—
Rezistenţa după 20 cicluri îngheţ-dezgheţ	%	—	—	—	—	—
Umiditatea pe probe din lucrare	% greut.	—	1,40	11,0	15,3—9,5 la suprafaţă 10,6—7,7 la fund	12,8 la suprafaţă 11,6 la fund

canice pe care le-a avut la punerea în lucrare. Este importantă, de asemenea, constatarea că umiditatea, provenită din migraţia vaporilor, în acest material foarte absorbant, nu a crescut şi se menţine în zona cea mai periculoasă, imediat sub hidroizolaţie, între 9—15%. Pe aceste considerente putem trage concluzia că după trei ani de la darea în exploatare terasa se comportă bine funcţional, în sensul că nu acumulează apă din condens în termoizolaţie, iar materialul termoizolant îşi păstrează toate caracteristicile pe care le-a avut la punerea în lucrare.

Detaliile de racordări, străpungeri, tinichigerie, precum şi sistemul de hidroizolaţie şi protecţia ei sînt identice cu cele de la terasele scărilor 3 şi 4, asupra cărora am scris mai sus.

Trebuie semnalat un fapt care a apărut la măsurătorile de umiditate făcute în acest an la blocul M 35, şi anume procente mai ridicate de umiditate în termoizolaţia de PFL poros şi beton celular în jurul gurilor de scurgere, faţă de umidităţile măsurate în cîmp.

La probele de beton celular autoclavizat, prelevate la cca 60—70 cm de gura de scurgere, s-au constatat, la suprafaţă, valori de 31% şi la fund valori de 28,7% faţă de 12,8% şi 11,6% cît s-au măsurat pe probele din cîmp.

La probele de PFL poros bitumat şi antiseptizat prelevate la cca 60—70 cm de gura de scurgere s-au constatat umidităţi de cca 17% faţă de 3,7% cît s-au măsurat la probele luate în cîmp.

La probele de polistiren celular prelevate de lîngă gura de scurgere de la scara 4, terasa blocului M 35, s-au măsurat umidităţi de 0,43% faţă de 0,69% măsurate în cîmp, ceea ce înseamnă că în acest loc umidităţile lîngă gura de scurgere nu sînt mai ridicate decît în cele două cazuri arătate mai sus.

Asupra acestui lucru nu se poate încă trage nici o concluzie; el va trebui urmărit cu cea mai mare atenţie, avînd în vedere că şi la alte alcătuiri s-au mai semnalat uneori umidităţi crescute în jurul gurilor de scurgere. Poate că studiind mai bine fenomenele ce se petrec aici vor trebui reconsiderate detaliile pentru gurile de scurgere cel puţin în ceea ce priveşte posibilităţile de condens în aceste locuri.

IV. CONCLUZII

Privitor la acoperişurile experimentale se pot trage următoarele concluzii după trei ani de la darea în exploatare :

1. Termoizolaţia din plăci de polistiren celular, în structurile de învelitori studiate de INCERC, se comportă bine. Caracteristicile fizico-mecanice au rămas la valorile determinate la punerea în lucru şi nu se constată nici un fel de acumulare de umiditate în termoizolaţie, deşi regimul interior de exploatare este uneori destul de sever la hala Militari (umidităţi relative interioare pînă la 74% şi temperaturi de 21°C sub placa de acoperiş).

2. În privinţa caracteristicilor fizico-mecanice ale polistirenului se constată pentru acelaşi lot de plăci, variaţii foarte mari ale valorilor (de exemplu tensiunea la compresiune 0,37 kg/cm² măsurată în aprilie 1968 şi 0,93 kg/cm² măsurată în septembrie 1968 pe probe luate din aceeaşi placă; absorbţia de apă 2,16 g/100 cm³ măsurată în 1967 şi 0,69 g/100 cm³ măsurată în 1968).

3. Pe unele unde de la hala mare Militari s-au produs în mică măsură începuturi de alunecare a hidroizolaţiei.

Aceste alunecări se datoresc şocului termic mare pe care-l dă polistirenul din hidroizolaţie bitumului întrebuinţat, care nu a avut totdeauna un punct de înmuiere corespunzător, şi pantei mari de cca 18%.

Considerăm că nu este bine să se utilizeze învelitorile cu polistiren la acoperişuri cu pante mai mari de 15% fără măsuri speciale care să asigure hidroizolația contra alunecărilor.

4. Protecția hidroizolației prin vopsitorie cu vopsea pe bază de alchidal nu a dat rezultate bune, deoarece crapă, se exfoliază și se cojește foarte repede.

5. Dintre toate sistemele de protecție a hidroizolației experimentate, cea mai eficace este protecția aplicată pe terasele blocurilor de locuințe, formată din plăci prefabricate de beton așezate pe un pat de 2—3 cm nisip.

Sub acest fel de protecție, hidroizolația bituminoasă nu prezintă nici un fel de fenomen de îmbătrînire timpurie caracteristic hidroizolațiilor fără protecție sau cu protecție insuficientă, fiind în același timp și foarte rezistentă în timp.

Trebuie avută însă în vedere, obligatoriu, necesitatea execuției acestui dalaj cu rosturile transversale și perimetrale terasei pentru a prelua dilatările din cauza insolației.

6. Circulația ocazională a oamenilor la orele de insolație puternică este posibilă pe acoperișul termoizolat cu plăci de polistiren chiar dacă hidroizolația este aplicată direct pe termoizolație, dar are o protecție minimă de cca 20 kg/m² pietriș mărgăritar.

Dacă hidroizolația este neprotejată sau protejată numai prin vopsitorie, călcătura este moale și nu se recomandă nici un fel de circulație în orele de insolație.

7. Alcătuirea de învelitori așezate pe un beton de pantă ușor poros rămîn chiar după trei ani cu o umiditate ridicată în structura lor, deoarece betonul lucrează ca un burete care reține apa de fabricație. Apa migrează sub formă de vapori în straturile învelitorii, umezind în special termoizolația.

8. La învelitoarea experimentală S.E.C. executată pe suport de beton de granulit s-au determinat și în acest an umidități mult mai ridicate în termoizolația din plăci de polistiren celular decît la structurile așezate direct pe placa planșeului sau pe un beton de pantă greu.

9. La acoperișul anexei de la hala de prefabricate Militari, probele de PFL poros prelevate atît în iunie, cît și în septembrie în continuarea locului de unde au fost extrase probe în 1967, a fost semnalată prezența ciupercii *Merulius lacrymans* Wulf (buretele de casă). În puncte laterale, la cca 2 m distanță, nu a mai fost semnalată prezența atacului.

În locul atacat s-au măsurat umidități în PFL poros foarte mari (63 — 76%), ceea ce denotă o umezire directă a termoizolației, în acel loc, de la apa de ploaie.

Locul de unde s-au extras probe în 1967 nu a fost reparat imediat. Între timp a survenit o ploaie, iar apa s-a infiltrat în termoizolație.

În momentul de față nu se poate preciza dacă ciuperca va continua sau nu să se dezvolte, dat fiind că are posibilitatea de a-și crea singură condiții de umiditate necesare dezvoltării.

Antiseptizarea plăcilor de PFL are o eficacitate limitată și condiționată, și orice defecțiune de hidroizolație, care ar permite pătrunderea și contactul plăcilor cu apa de ploaie, va permite apariția microorganismelor.

10. Parapetele (aticele) executate din tablă de oțel la terasa anexei de la hala Militari nu se comportă bine, deoarece s-au deformat foarte mult din cauza dilatărilor. Aceste deformații continue ale aticului dau posibilitatea ca hidroizolația prinsă de el să se desprindă și să dea loc la infiltrații.

11. Din constatările făcute pe terasele experimentale executate de INCERC, cît și din constatările făcute pe alte numeroase terase a reieșit că sistemul actual de protecție a hidroizolației verticale la coșuri, ventilații etc. — executată din tencuială cu mortar de ciment pe rabiț — nu se comportă bine, deoarece se deteriorează rapid prin burdușirea tencuielii și dezlipirea hidroizolației de suport.

12. Alcătuirea învelitorii la terasa scării nr. 8 de la blocul M 35 Balta Albă, avînd termoizolația de beton celular autoclavizat, se comportă bine după trei ani de la execuție. Nu sînt infiltrații și nu sînt acumulări de umiditate în termoizolație. Hidroizolația bituminoasă protejată cu dale prefabricate așezate pe 2—3 cm de nisip are o comportare foarte bună și nu arată nici un fel de fenomen de îmbătrînire.

CALCULUL DIAFRAGMELOR CU ÎNCASTRĂRI ELASTICE AVÎND UN SINGUR ŞIR DE GOLURI

Conf. ing. N. Topa

În prezentul articol ne propunem să analizăm influenţa legăturilor elastice de la baza diafragmelor avînd un singur şir de goluri (tipuri de mare frecvenţă în practica de proiectare) asupra eforturilor din buiandrugi şi şpaleţi (elementele verticale), precum şi asupra deformaţiilor.

Vom considera legăturile elastice de două tipuri : rotiri elastice şi denivelări elastice pe verticală între şpaleţi.

Notaţiile folosite sînt (fig. 1) :

I_1, I_2	momentele de inerţie ale secţiunilor transversale ale celor doi şpaleţi ;
A_1, A_2	ariile secţiunilor transversale ;
I'	momentul de inerţie al secţiunii transversale a buiandrugului ;
A'	aria secţiunii transversale a buiandrugului ;
d	distanţa între centrele de greutate ale ariilor celor doi şpaleţi ;
$2a$	deschiderea de calcul a buiandrugului ;
h	înălţimea unui nivel (presupus constant pe înălţime) ;
$H=nh$	înălţimea totală a diafragmei ;
I	momentul de inerţie al secţiunii de ansamblu a celor doi şpaleţi, ca secţiune compusă ;
S	momentul static al secţiunii unuia dintre cei doi şpaleţi faţă de centrul de greutate al ansamblului secţiunii ;
x, x'	distanţa unui punct oarecare de pe înălţimea diafragmei de la bază, respectiv de la vîrf $x' = H-x$;
T_x	forţa tăietoare totală determinată de încărcările exterioare, considerînd diafragma ca o consolă ;
M_x^0	momentul forţelor exterioare faţă de o secţiune de abscisă x (semnul va fi precizat în cursul expunerii) ;
$M_x=M_1+M_2$	(definite mai jos) ;
π_x	forţa tăietoare într-un buiandrug la nivelul x ;
N_x	forţa axială din elementele verticale ;
M_1, M_2	momentele încovoietoare în cei doi şpaleţi la nivelul curent x ;
φ_0	rotirea secţiunilor de bază ale celor doi şpaleţi (considerată pozitivă în sens orar) ;
Δ_1, Δ_2	deplasările pe verticală ale secţiunilor de bază ale celor doi şpaleţi (considerate pozitive în jos) ;
$\delta_0 = \Delta_2 - \Delta_1$	
$\varphi_{11}, \varphi_{22}$	caracteristicile elastice ale încastrărilor la rotire ale celor doi şpaleţi, definite ca rotirea corespunzătoare unui moment unitar ;
δ_{11}, δ_{22}	caracteristicile elastice ale încastrării la deplasarea pe verticală a celor doi şpaleţi, definite ca deplasarea pe verticală corespunzătoare unei forţe verticale unitare ;
E, E'	modulurile de elasticitate în elementele verticale respectiv în buiandrug ;
c_1, c_2	distanţele centrelor de greutate ale secţiunilor celor două elemente verticale (şpaleţi) faţă de mijlocul deschiderii buiandrugilor ;
d_1, d_2	idem, faţă de centrul de greutate al ansamblului celor doi şpaleţi ;
y_1, y_2	funcţiile deplasării (fibra deformată) ale celor două elemente verticale.

Pentru stabilirea expresiilor de calcul se vor folosi ipotezele şi schematizările din [1], care au fost preluate şi de o serie de alţi autori.

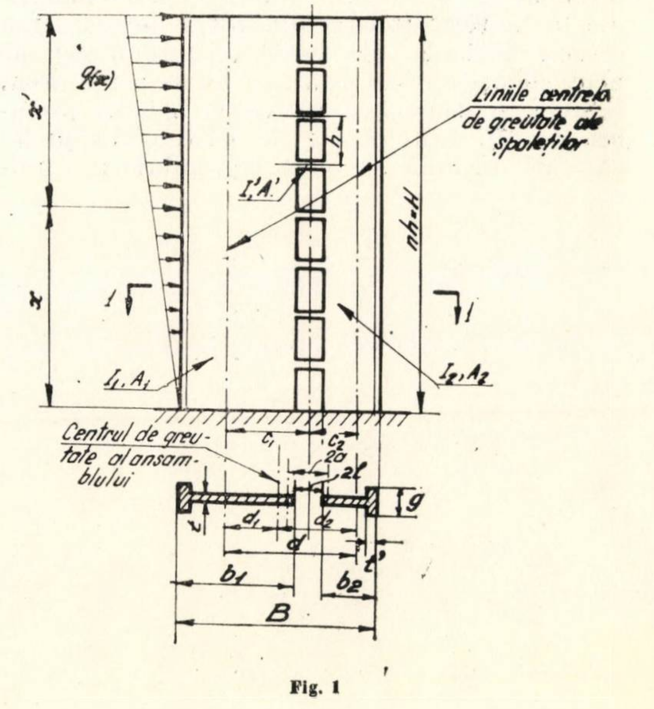
Astfel, calculul va fi făcut pentru diafragme cu goluri mijlocii în conformitate cu lucrarea [1], adică pentru cazul cînd eforturile şi deformaţiile sînt influenţate sensibil de caracteristicile elastice ale buiandrugilor. Eforturile locale transmise prin buiandrugi vor fi considerate ca repartizate pe verticală în lungul fiecărui element vertical al diafragmei. Deformaţiile axiale ale buiandrugilor se neglijează, ceea ce duce la identitatea săgeţilor celor două elemente verticale, precum şi a derivatelor corespunzătoare y' y''. Caracteristicile geometrice şi elastice sînt constante pe înălţimea diafragmei. Buiandrugii, lucrînd ca grinzi dublu încastrate, au deschiderea de calcul ceva mai mare ca lumina, pentru a se ţine seamă de deformaţiile pereţilor. Secţiunea teoretică de încastrare se apreciază la circa 0,10—0,20 m de la margine [4].

La un nivel oarecare x deasupra secţiunii de încastrare, deplasarea fibrei medii a celor doi şpaleţi este identică. De asemenea, sînt identice şi rotirile şi curburile. Avem deci $y_1 = y_2 = y$; $y_1' = y_2' = y'$; $y_1'' = y_2'' = y''$.

Considerîndu-se că punctul de moment nul în buiandrug este la mijlocul lui pe toată înălţimea diafragmei, se poate descompune diafragma în două elemente verticale cu deformaţii egale, necunoscută fiind forţa tăietoare din buiandrugi (fig. 2) considerată ca funcţie continuă pe înălţimea diafragmei.

Din exprimarea analitică a continuităţii deformaţiilor la mijlocul buiandrugilor se obţine o ecuaţie diferenţială în π.

Se calculează deplasările relative ale capetelor buiandrugilor secţionaţi la mijlocul deschiderii lor, aceste deplasări relative fiind cauzate de rotirile secţiunilor celor doi şpaleţi, deformaţia buiandrugului însuşi, variaţia lungimii elementelor verticale (şpaleţilor), precum şi de denivelările de bază Δ_1 şi Δ_2.



q(x)
x'
x
h
I', A'
H=nh
Liniile centrelor de greutate ale şpaleţilor
1
1
I1, A1
I2, A2
Centrul de greutate al ansamblului
c1
c2
2a
2l
g
t
d1
d2
d
t'
b1
b2
B

Fig. 1

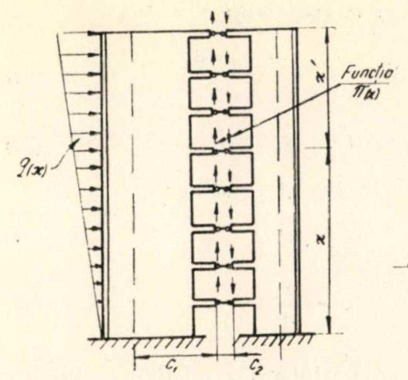


Fig. 2

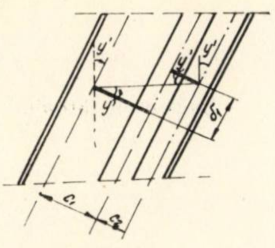


Fig. 3

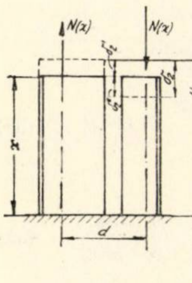


Fig. 4

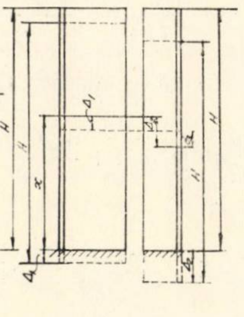


Fig. 5

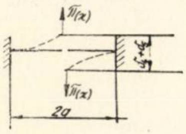


Fig. 6

Din încovoierea elementelor verticale (fig. 3);

$$\delta_1 = y'(c_1 + c_2) = y'd \tag{1}$$

Din variaţia lungimii şpaleţilor (fig. 4):

$$\delta_2 = -(\delta_2' + \delta_2'') = -\frac{1}{E}\left[\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}\right]\int_0^x N_x\,dx \tag{2}$$

Din denivelările de bază (fig. 5):

$$\delta_3 = \Delta_1 - \Delta_2 \tag{3}$$

Din deformaţia buiandrugului, luînd în considerare şi lunecarea (fig. 6):

$$\delta_4 = -\frac{2\pi_x \cdot a^3}{3E'I'} \tag{4}$$

$$\delta_5 = -\frac{2k \cdot \pi_x \cdot a}{GA'} \tag{5}$$

Continuitatea deformaţiilor duce la:

$$\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5 = 0, \tag{6}$$

adică:

$$y'd - \frac{1}{E}\left[\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}\right]\int_0^x N_x\,dx - (\Delta_2 - \Delta_1) - \left(\frac{2a^3}{3E'I'} + \frac{2ka}{GA'}\right)\pi_x = 0 \tag{7}$$

Dacă derivăm de două ori relaţia (7),

$$y'''d - \frac{1}{E}\left[\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}\right]\frac{dN_x}{dx} - \left(\frac{2a^3}{3E'I'} + \frac{2ka}{GA'}\right)\pi_x'' = 0 \tag{8}$$

Notînd:

$$\gamma = \frac{2a^3}{3E'I'} + \frac{2ka}{GA'} \tag{9}$$

şi observînd că:

$$\frac{dN_x}{dx} = -\frac{\pi_x}{h} \tag{10}$$

vom obţine:

$$\gamma\pi_x'' - \frac{1}{E}\left[\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}\right]\frac{\pi_x}{h} - dy''' = 0 \tag{11}$$

Putem însă scrie pentru fiecare element vertical:

$$-EI_1 y_1'' = M_1 \tag{12}$$

$$-EI_2 y_2'' = M_2$$

Dar:

$$y_1'' = y_2'' = y'' \tag{13}$$

De aici rezultă:

$$-(y_1'' EI_1 + y_2'' EI_2) = -Ey''(I_1 + I_2) = M_1 + M_2 = M_x \tag{14}$$

Derivînd o dată (14):

$$Ey'''(I_1 + I_2) = -\frac{dM_x}{dx} \tag{15}$$

Dar:

$$\frac{dM_x}{dx} = T_x - \frac{\pi}{h}d \tag{16}$$

Folosind relaţiile (16) şi (15) şi apoi eliminînd pe y''' între (15) şi (11) obţinem:

$$\pi_x'' - \frac{1}{\gamma hE}\left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} + \frac{d^2}{I_1 + I_2}\right)\pi_x =$$

$$= -\frac{d}{\gamma E(I_1 + I_2)} \cdot T_x \tag{17}$$

Vom ţine însă seama că:

$$\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2} = \frac{d}{S} \tag{18}$$

$$I_1 + I_2 + Sd = I \tag{19}$$

şi vom introduce notaţia:

$$\beta^2 = \frac{1}{\gamma hE} \cdot \frac{d}{S} \cdot \frac{I}{I_1 + I_2} \tag{20}$$

Relaţia (17) devine:

$$\pi_x'' - \beta^2\pi_x = -\beta^2\frac{Sh}{I}T_x \tag{21}$$

care constituie ecuaţia diferenţială care permite determinarea mărimii π_x.

Mărimea variabilă $M_x = M_1 + M_2$ se poate obţine scriind echilibrul pe ansamblu după ce am făcut o secţiune x şi am pus în evidență momentele încovoietoare M_1, M_2 și forțele axiale N_x (fig. 7):

$$M_x^0 + M_1 + M_2 - d\int_x^H \frac{\pi_x}{h}\,dx = 0 \tag{22}$$

care dă:

$$M_x = -M_x^0 + d\int_x^H \frac{\pi_x}{h}\,dx \tag{23}$$

Semnele pozitive ale mărimilor

M_x^0, M_1, M_2, N_x sînt cele din figura 7.

Relațiile (12), (13) și (14) permit apoi să se deducă:

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1+I_2} M_x$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1+I_2} M_x \tag{24}$$

Vom rezolva efectiv problema pentru două tipuri de încărcări: sarcină uniform distribuită și sarcină distribuită triunghiular.

a) Sarcină uniform distribuită (fig. 8)

În acest caz avem:

$$T_x = q(H - x) \tag{25}$$

Ecuația (21) devine:

$$\pi_x'' - \beta^2\pi_x = -\beta^2\frac{Sh}{I}q(H-x) \tag{26}$$

Cu soluția:

$$\pi_x = C_1\,sh\,\beta x + C_2\,ch\,\beta x + \frac{S\,h}{I}q(H-x) \tag{27}$$

Pentru determinarea constantelor C_1, C_2 se pun condițiile:

$$x = 0 \qquad y' = \varphi_0 \tag{28}$$

$$x = H \qquad y'' = 0 \tag{29}$$

Relațiile (28) și (7) dau

$$\pi_0 = \frac{\varphi_0 d - \delta_0}{\gamma} \tag{30}$$

Derivînd o dată ecuația (7) și considerînd (29), avem:

$$\pi'_H = 0 \tag{31}$$

Condițiile (28) și (29) se transformă deci în:

$$x = 0 \qquad \pi_0 = \frac{\varphi_0\,d - \delta_0}{\gamma} \tag{32}$$

$$x = H \qquad \pi_H = 0 \tag{33}$$

Dacă vom introduce în plus și notațiile:

$$\alpha = \beta H \tag{34}$$

$$\xi = \frac{x}{H} \tag{35}$$

vom obține cu ajutorul relațiilor (32) și (33) constantele C_1 și C_2:

$$C_1 = \frac{S\,h}{I}qH\left[th\,\alpha + \frac{1}{\alpha\,th\alpha}\right] - \frac{\varphi_0\,d - \delta_0}{\gamma}\,th\alpha \tag{36}$$

$$C_2 = -\frac{S\,h}{I}qH + \frac{\varphi_0 d - \delta_0}{\gamma} \tag{37}$$

Cu aceasta, expresia lui π_x din (27) devine:

$$\pi_x = \frac{S\,h}{I}qH\,\Phi_1(\alpha\xi) + \frac{\varphi_0 d - \delta_0}{\gamma}\,\overline{\Phi}(\alpha\xi) \tag{38}$$

unde:

$$\Phi_1(\alpha,\xi) = 1 - \xi - \frac{ch\alpha\,(1-\xi)}{ch\alpha} + \frac{1}{\alpha}\,\frac{sh\alpha\,\xi}{ch\alpha} \tag{39}$$

$$\overline{\Phi}(\alpha,\ \xi) = \frac{ch\alpha\,(1-\xi)}{ch\alpha} \tag{40}$$

Pentru determinarea momentelor încovoietoare se pleacă de la (23) și se ține seama că:

$$M_x^0 = q\,H^2\frac{(1-\xi)^2}{2} \tag{41}$$

Efectuînd integrarea și sistematizînd expresia, avem:

$$M_x = -\,qH^2\left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{d\,S}{I}\psi_1(\alpha\xi)\right] + \frac{Hd\,(\varphi_0 d - \delta_0)}{\gamma h}\,\overline{\psi}\,(\alpha\xi) \tag{42}$$

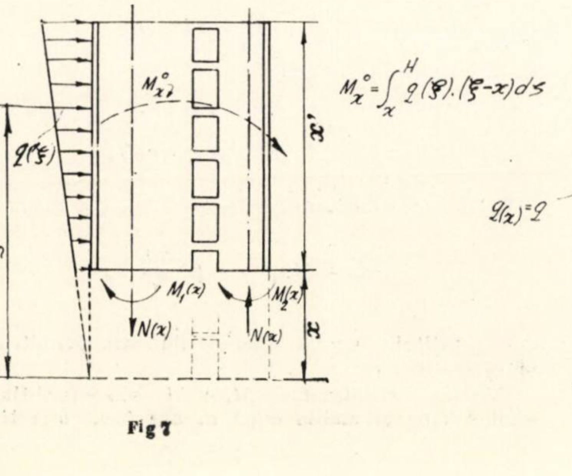


Fig 7

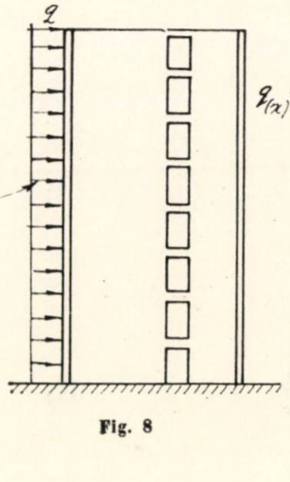


Fig. 8

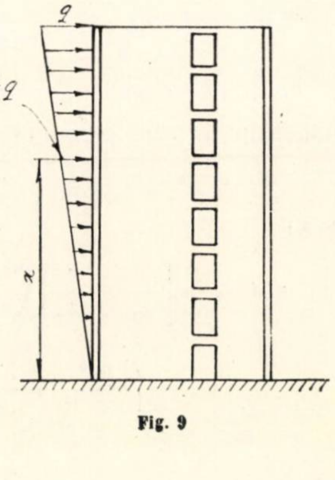


Fig. 9

unde:

$$\psi_1(\alpha, \xi) = \frac{(1-\xi)^2}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \frac{sh\alpha\,(1-\xi)}{\alpha\, ch\alpha} - \frac{ch\alpha\xi}{\alpha^2 ch\alpha} \tag{43}$$

$$\overline{\psi}(\alpha,\xi) = \frac{sh\alpha\,(1-\xi)}{\alpha\, ch\alpha} \tag{44}$$

Expresia analitică a deformației se obține pornind de la (14):

$$y'' = -\frac{M_x}{E\,(I_1 + I_2)}$$

Integrînd de două ori și punînd condițiile de margine (pt. $x = 0$; $y = 0$ și $y' = \varphi_0$), în scopul determinării constantelor de integrare, obținem:

$$y = \frac{qH^4}{E\,(I_1+I_2)}\left[\varphi_1(\xi) - \frac{d\,S}{I}\,\theta_1(\alpha\xi)\right] +$$

$$+ H\left[\varphi_0\xi - \frac{H^2 d\,(\varphi_0 d - \delta_0)}{E\,(I_1+I_2)\,\gamma h}\,\overline{\theta}\,(\alpha\xi)\right] \tag{45}$$

unde:

$$\varphi_1(\xi) = \frac{\xi^2}{4} - \frac{\xi^3}{6} + \frac{\xi^4}{24} \tag{46}$$

$$\theta_1(\alpha\xi) = \frac{\xi^2}{4} - \frac{\xi^3}{6} + \frac{\xi^4}{24} + \frac{\xi^2}{2\alpha^2} - \frac{\xi}{\alpha^2} - \frac{sh\alpha(1-\xi)}{\alpha^3\, ch\alpha} -$$

$$- \frac{ch\,\alpha\xi}{\alpha^4\, ch\alpha} + \frac{th\alpha}{\alpha^3} + \frac{1}{\alpha^4\, ch\alpha} \tag{47}$$

$$\overline{\theta}(\alpha\xi) = \frac{\xi}{\alpha^2} - \frac{th\alpha}{\pi^3} + \frac{sh\alpha(1-\xi)}{\alpha^3\, ch\alpha}. \tag{48}$$

b) Sarcină triunghiulară (fig. 9)

În cazul acestei încărcări vom avea:

$$T_x = \frac{q\,H}{2}\left(1 - \frac{x^2}{H^2}\right) \tag{49}$$

Ecuația (21) devine:

$$\pi_x'' - \beta^2\pi_x = -\beta^2\frac{S\,h}{I}\cdot\frac{qH}{2}\left(1 - \frac{x^2}{H^2}\right) \tag{50}$$

cu soluția:

$$\pi_x = C_1\, sh\,\beta x + C_2\, ch\,\beta x + \frac{Sh}{I}\frac{qH}{2}\left(1 - \frac{2}{\alpha^2} - \xi^2\right) \tag{51}$$

Întrucît condițiile de margine rămîn aceleași ca și în cazul precedent (28) și (29), condițiile exprimate prin (32) și (33) rămîn valabile. Folosind, deci, condițiile (32) și (33) și utilizînd notațiile (34) și (35) vom obține expresiile coeficienților C_1 și C_2:

$$C_1 = \frac{S\,h}{I}\cdot\frac{q\,H}{2}\left[\frac{\alpha^2-2}{\alpha^2}\,th\alpha + \frac{2}{\alpha\, ch\alpha}\right] - \frac{\varphi_0 d - \delta_0}{\gamma}\,th\alpha \tag{52}$$

$$C_2 = -\frac{S\,h}{I}\cdot\frac{qH}{2}\frac{\alpha^2-2}{\alpha^2} + \frac{\varphi_0 d - \delta_0}{\gamma} \tag{53}$$

Expresia lui π_x devine:

$$\pi_x = \frac{S\,h}{I}\frac{q\,H}{2}\,\Phi_2(\alpha,\ \xi) + \frac{\varphi_0 d - \delta_0}{\gamma}\,\overline{\Phi}(\alpha,\ \xi) \tag{54}$$

unde:

$$\Phi_2(\alpha\xi) = 1 - \frac{2}{\alpha^2} - \xi^2 - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^2}\,\frac{ch\alpha\,(1-\xi)}{ch\alpha} +$$

$$+ \frac{2}{\alpha}\,\frac{sh\,\alpha\,\xi}{ch\,\alpha} \tag{55}$$

iar $\overline{\Phi}\,(\alpha,\xi)$ este deja dat în (40).

Evident, partea a doua a expresiilor (38) și (54) este identică, pentru că depinde strict de aceleași cauze: φ_0 și δ_0.

Pentru determinarea momentelor se ține seamă că:

$$M_x^0 = \frac{q\,H^2}{6}(2 - 3\xi + \xi^3) \tag{56}$$

Expresia (23) ne va conduce, folosind ecuațiile (54) și (56), la:

$$M_x = -\frac{q\,H^2}{2}\left[\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \frac{d\,S}{I}\,\psi_2(\alpha\xi)\right] +$$

$$+ \frac{Hd\,(\varphi_0 d - \delta_0)}{\gamma h}\,\overline{\psi}\,(\alpha\xi) \tag{57}$$

unde:

$$\psi_2(\alpha\,\xi) = \frac{2 - 3\,\xi + \xi^3}{3} + \frac{2\,\xi}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3}\,\frac{sh\alpha(1-\xi)}{ch\alpha} -$$

$$- \frac{2}{\alpha^2}\,\frac{ch\alpha\,\xi}{ch\alpha} \tag{58}$$

iar $\overline{\psi}(\alpha\xi)$ este deja dat în (44), partea a doua a expresiei (57) rămînînd aceeași ca în (42) din motivele expuse mai sus.

Deformata se determină plecînd de la relația (14) și (57), integrînd și punînd aceleași condiții de margine (pt. $x = 0$; $y = 0$ și $y'' = \varphi_0$).

Se obține:

$$y = \frac{qH^4}{2E\,(I_1+I_2)}\left[\varphi_2(\xi) - \frac{d\,S}{I}\,\theta_2(\alpha\xi)\right] +$$

$$+ H\left[\varphi_0\xi - \frac{H^2 d(\varphi_0 d - \delta_0)}{E(I_1+I_2)\gamma h}\,\overline{\theta}\,(\alpha\xi)\right. \tag{59}$$

unde:

$$\varphi_2(\xi) = \frac{\xi^2}{3} - \frac{\xi^3}{6} + \frac{\xi^5}{60} \tag{60}$$

$$\theta_2(\alpha\xi) = \frac{\xi^2}{3} - \frac{\xi^3}{6} + \frac{\xi^5}{60} + \frac{\xi^3}{3\alpha^2} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^4}\,\xi -$$

$$- \frac{\alpha^2-2}{\alpha^5}\left[\frac{sh\alpha\,(1-\xi)}{ch\alpha} - th\alpha\right] - \frac{2}{\alpha^4\, ch\alpha}(ch\,\alpha\xi - 1) \tag{61}$$

$\overline{\theta}(\alpha\xi)$ fiind deja definit (48).

Și în cazul deformației, partea a doua a expresiilor (59) și (49) este identică, întrucît provine strict din aceleași cauze (φ_0 și δ_0).

Relațiile (38), (42), (45) și apoi (54), (57), (59) reprezintă expresiile de calcul al diafragmei cu un singur șir de goluri supusă la acțiunea unei sarcini distribuite, respectiv triunghiulare, ținîndu-se seama și de deplasările și rotirile de la baza diafragmei.

Așa cum sînt exprimate relațiile citate mai sus, acestea permit calculul diafragmelor supuse unor forțe date exterioare și unor deplasări *independente* de aceste forțe, cumulîndu-se liniar efectele.

Astfel, de exemplu, putem găsi distribuția eforturilor și deformațiilor în cazul cînd avem numai deplasări date, din cauze independente, în absența sarcinilor.

Acestea se deduc simplu, făcînd în relațiile (38) (42) sau (54) (59) valoarea $q = 0$.

Vom obține, evident, pentru ambele grupări de expresii relații identice:

$$\pi_x = \frac{\varphi_0 d - \delta_0}{\gamma} \overline{\Phi}(\alpha\xi) \tag{62}$$

$$M_x = \frac{Hd(\varphi_0 d - \delta_0)}{\gamma h} \overline{\psi}(\alpha\xi) \tag{63}$$

$$y = H\left[\varphi_0 \xi - \frac{H^2 d(\varphi_0 d - \delta_0)}{E(I_1 + I_2)\gamma h} \overline{\theta}(\alpha\xi)\right] \tag{64}$$

În aceste relații, funcțiile care intervin sînt definite în (40), (44), (48).

Problema legăturilor elastice diferă însă de cazul de mai sus prin aceea că în acest caz deplasările acestor legături sînt proporționale cu forțele de legătură care apar în aceste reazeme.

Vom considera, deocamdată, cazul cînd există o legătură liniară numai între o deplasare și forța corespunzătoare din acea legătură (de exemplu, între rotire și momentul corespunzător). Vom neglija, deci, legăturile indirecte (de exemplu, între deplasarea elastică liniară și momentul din legătura respectivă sau între deplasarea elastică liniară de la baza unui element vertical și forța sau momentul de la baza celuilalt element vertical).

În cazul, deci, cînd legăturile sînt elastice, deplasările φ_0 și δ_0 nu mai pot fi arbitrare, ci depind chiar de eforturile care apar în legături.

Modul particular în care am presupus schema construcției (legături dese orizontale, ceea ce duce la identitatea săgeților, rotirilor, curburilor) face ca relația dintre efort și deplasarea corespunzătoare să nu se poată aplica direct.

Într-adevăr, pe baza ipotezelor adoptate avem:

$$\begin{aligned} y_1 &= y_2 \\ y_1' &= y_2' \\ y_1'' &= y_2'' \end{aligned} \tag{65}$$

Conform relației (12), avem:

$$M_1 = -EI_1 y_1''$$

$$M_2 = -EI_2 y_2''$$

Pe de altă parte, legătura elastică din încastrare presupune (pt. $x = 0$):

$$\begin{aligned} y_1' &= -\varphi_{11} M_1 \\ y_2' &= -\varphi_{22} M_2 \end{aligned} \tag{66}$$

Semnul minus se datorește faptului că pentru valorile pozitive ale momentelor M_1 și M_2 (care tensionează partea din dreapta) rotirea este antiorară, adică negativă.

Pe baza relațiilor (66) și (12) avem:

$$y_1' = -\varphi_{11}(-EI_1 y_1'')$$

$$y_2' = -\varphi_{22}(-EI_2 y_2'')$$

Pe baza relațiilor (65), însă, ar trebui să avem:

$$\varphi_{11} I_1 = \varphi_{22} I_2 \tag{67}$$

Relația (67) este însă evident inexactă, deoarece nu am făcut aprioric nici o apreciere asupra existenței vreunei legături între caracteristicile elastice ale celor două baze, ele fiind considerate independente și arbitrare. La limită, cînd am admite o diferențiere netă între caracteristicile elastice ale celor doi șpaleți, de exemplu unul încastrat, altul articulat conform relațiilor (12), ar trebui să avem momente în ambele elemente, ceea ce, evident, nu poate fi adevărat.

Concluzia acestei analize este că, trecînd de la legătura elastică la cele două elemente, are loc o redistribuție a momentelor, pentru a se ajunge de la eforturile cauzate de caracteristicile independente ale legăturilor (relațiile 66) la cele determinate de curburile și rigiditățile elementelor (relațiile 12). Acest salt este justificat de apariția bruscă a elementelor de legătură presupuse dispuse uniform pe înălțime începînd de la bază.

Pentru motivele expuse mai sus, dacă în relațiile (66) am introduce expresiile momentelor încovoietoare M_1, M_2 exprimate după (24) și (42) respectiv (57), pentru $x = 0$, adică $\xi = 0$, și observînd ca $y_1' = \varphi_0$ dar $y_2' = \varphi_0$, am obține două ecuații avînd necunoscută pe φ_0 (care intră și în compunerea lui M_1 și în compunerea lui M_2). În acest fel am obține două valori diferite pentru φ_0 ceea ce nu are sens în lumina ipotezelor admise.

Față de aceste considerații, propunem următorul procedeu pentru determinarea mărimilor φ_0 și δ_0.

Dacă aplicăm relația (22) pentru $x \to 0$ (dar deasupra primelor legături între cele două elemente verticale), vom obține:

$$M_x^0 + M_1 + M_2 - d\int_0^H \frac{\pi_x}{h}\,dx = 0 \tag{68}$$

Dacă considerăm acum echilibrul ansamblului în sensul figurii 7, dar considerînd secțiunea făcută imediat deasupra încastrărilor (deci ceva mai jos de primele legături între șpaleți), vom obține:

$$M_x^0 + \overline{M}_1 + \overline{M}_2 - d\int \frac{\pi_x}{h}\,dx = 0 \tag{69}$$

În relațiile (68) și (69) M_x^0 a rămas același, deoarece distanța pe verticală între cele două secțiuni poate fi oricît de mică vrem, integrala a rămas aceeași din aceleași motive și numai valorile momentelor din cei doi șpaleți s-au modificat în sensul discuției de pînă acum. Prin M_1, M_2 am notat momentele din elementele verticale după intervenția buiandrugilor (deci, cele determinate de identitatea deformațiilor), iar prin $\overline{M}_1$ și $\overline{M}_2$ am notat momentele din încastrări (deci, cele determinate de caracteristicile fiecărei legături și rotiri în parte care rezultă din (66)).

Scăzînd (69) din (68), obținem:

$$M_1 + M_2 = \overline{M}_1 + \overline{M}_2 \tag{70}$$

unde M_1 și M_2 se exprimă prin (24) și (42), respectiv (57), iar $\overline{M}_1$ și $\overline{M}_2$ prin (66), pentru $x = 0$, adică $\xi = 0$.

Relația (70) constituie de fapt o ecuație cu două necunoscute φ_0 și δ_0 care intră în compunerea tuturor termenilor componenți.

O a doua ecuație cu aceleași necunoscute o vom obține scriind relația de legătură pentru deplasări pe verticală.

Aici nu vom mai întîmpina dificultățile întîlnite la considerarea rotirii fundațiilor. Este adevărat că forțele axiale din cei doi șpaleți sînt egale și de semn contrar (fig. 7), pe cînd din considerarea legăturilor elastice ar rezulta:

$$\Delta_1 = -N_0 \delta_{11} \tag{71}$$

$$\Delta_2 = N_0 \delta_{22} \tag{72}$$

În relațiile de mai sus, N_0 este o funcție pozitivă unică, definită în (10).

Conform relației (10), vom avea:

$$N_x = -\int_0^x \frac{\pi_x}{h}\,dx + C$$

Constanta C se deduce știind că pentru $x = H$, $N_x = 0$. Rezultă

$$C = \int_0^H \frac{\pi_x}{h}\,dx$$

De aci:

$$N_x = \int_0^H \frac{\pi_x}{h}\,dx - \int_0^x \frac{\pi_x}{h}\,dx = \int_x^H \frac{\pi_x}{h}\,dx \tag{73}$$

şi deci

$$N_0 = \int_0^H \frac{\pi_x}{h}\,dx \tag{74}$$

Forţa axială N_x se determină prin integrarea ecuaţiei (73) folosind (38) şi (54). Se ajunge astfel la expresiile:

— pentru sarcina uniform distribuită:

$$N_x = \frac{S}{I}\,qH^2\cdot\psi_1(\alpha\xi) + \frac{H(\varphi_0 d - \delta_0)}{\gamma h}\cdot\overline{\psi}(\alpha\xi) \tag{74'}$$

— pentru sarcina triunghiulară:

$$N_x = \frac{S}{I}\cdot\frac{qH^2}{2}\,\psi_2(\alpha\xi) + \frac{H(\varphi_0 d - \delta_0)}{\gamma h}\,\overline{\psi}(\alpha\xi) \tag{74''}$$

Semnul negativ din (71) se explică prin faptul că Δ_1 este considerat pozitiv în jos.

Mărimile δ_{11}, δ_{22} sînt, evident, pozitive, deoarece reflectă deplasarea pe direcţia forţei aplicate.

Din examinarea relaţiilor (71), (72) rezultă că existenţa unei valori unice N_0 în cele două relaţii este posibilă, aceasta traducîndu-se numai prin realizarea unor deplasări Δ_1 şi Δ_2 diferite între ele.

Deci, nu există o incompatibilitate între valoarea forţei N_0 care rezultă din conlucrarea elementelor diafragmei şi N_0 care rezultă din caracteristicile fundaţiei, aşa cum în cazul rotirii există incompatibilitate între mărimile M_1, M_2 din (66) şi a aceleiaşi mărimi din relaţiile (12).

Scăzînd relaţiile (72) şi (71), avem:

$$\delta_0 = \Delta_2 - \Delta_1 = N_0(\delta_{11} + \delta_{22}) \tag{75}$$

Egalînd N_0 din relaţiile (74) şi (75), obţinem:

$$\frac{\delta_0}{\delta_{11} + \delta_{22}} = \int_0^H \frac{\pi_x}{h}\,dx \tag{76}$$

În final am obţinut deci două ecuaţii, (70) şi (76), cu două necunoscute:

$$\varphi_0 \text{ şi } \delta_0$$

Pentru cazul sarcinii uniform distribuite avem pentru $x = 0$, adică $\xi = 0$.

$$M_1 + M_2 = M_x^{(0)} = -qH^2\left[\frac{1}{2} - \frac{dS}{I}\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \right.\right.$$

$$\left.\left. - \frac{th\alpha}{\alpha} - \frac{1}{\alpha^2\,ch\,\alpha}\right)\right] + \frac{Hd(\varphi_0 d - \delta_0)}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha}$$

sau:

$$M_1 + M_2 = M_x^{(0)} = M_0^q + \frac{Hd(\varphi_0 d - \delta_0)}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha} \tag{77}$$

(pt. $x = 0$)

unde:

$$M_0^q = -qH^2\left[\frac{1}{2} - \frac{dS}{I}\left(\frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \frac{th\alpha}{\alpha} - \frac{1}{\alpha^2 ch\,\alpha}\right)\right] \tag{78}$$

Mai departe, folosind (66), avem:

$$\overline{M}_1 + \overline{M}_2 = -\left(\frac{\varphi_0}{\varphi_{11}} + \frac{\varphi_0}{\varphi_{22}}\right) = -\varphi_0\left(\frac{1}{\varphi_{11}} + \frac{1}{\varphi_{22}}\right) \tag{79}$$

Dezvoltînd relaţia (74) cu ajutorul expresiei (38) ajungem la:

$$N_0 = \frac{S}{I}\,qH^2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \frac{th\alpha}{\alpha} - \frac{1}{\alpha^2\,ch\,\alpha}\right] +$$

$$+ H\cdot\frac{\varphi_0 d - \delta_0}{\gamma h}\cdot\frac{th\alpha}{\alpha} \tag{80}$$

sau:

$$N_0 = N_0^q + H\,\frac{\varphi_0 d - \delta_0}{\gamma h}\cdot\frac{th\alpha}{\alpha} \tag{81}$$

unde:

$$N_0^q = \frac{S}{I}\,qH^2\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{\alpha^2} - \frac{th\alpha}{\alpha} - \frac{1}{\alpha^2\,ch\,\alpha}\right]. \tag{82}$$

Introducînd rezultatele obţinute în (77), (79), (81) în relaţiile de bază (70) şi (76), sistematizînd apoi după necunoscutele φ_0 şi δ_0, obţinem sistemul:

$$\left(-\frac{1}{\varphi_{11}} - \frac{1}{\varphi_{22}} - \frac{Hd^2}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha}\right)\varphi_0 + \frac{Hd}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha}\,\delta_0 = M_0^q \tag{83}$$

$$-\frac{Hd}{\gamma h}\cdot\frac{th\alpha}{\alpha}\,\varphi_0 + \left(\frac{1}{\delta_{11} + \delta_{22}} + \frac{H}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha}\right)\delta_0 = N_0^q \tag{84}$$

unde M_0^q şi N_0^q reprezintă momentul, respectiv forţa axială din sarcina exterioară, la bază considerînd încastrare perfectă, care, pentru sarcina uniform distribuită sînt date de (78) şi (82).

Pentru cazul sarcinii triunghiulare vom avea pentru $x = 0$, respectiv $\xi = 0$:

$$M_x^{(0)} = M_1 + M_2 = -\frac{qH^2}{2}\left[\frac{2}{3} - \right.$$

$$\left. - \frac{dS}{I}\left(\frac{2}{3} - \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^3}\,th\alpha - \frac{2}{\alpha^2\,ch\,\alpha}\right)\right] +$$

$$+ \frac{Hd(\varphi_0 d - \delta_0)}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha} \tag{85}$$

sau:

$$M_1 + M_2 = M_x^{(0)} = M_0^q + \frac{Hd(\varphi_0 d - \delta_0)}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha} \tag{86}$$

unde:

$$M_0^q = -\frac{qH^2}{2}\left[\frac{2}{3} - \frac{dS}{I}\left(\frac{2}{3} - \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^3}\,th\alpha - \frac{2}{\alpha^2\,ch\,\alpha}\right)\right] \tag{87}$$

Relaţia (79) rămîne valabilă şi în acest caz.

Dezvoltarea relaţiei (74) folosind (54) duce la:

$$N_0 = \frac{S}{I}\,\frac{qH^2}{2}\left(\frac{2}{3} - \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^3}\,th\alpha - \frac{2}{\alpha^2\,ch\,\alpha}\right) +$$

$$+ \frac{H(\varphi_0 d - \delta_0)}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha} \tag{88}$$

sau:

$$N_0 = N_0^q + \frac{H(\varphi_0 d - \delta_0)}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha} \tag{89}$$

unde:

$$N_0^q = \frac{S}{I}\,\frac{qH^2}{2}\left(\frac{2}{3} - \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^3}\,th\alpha - \frac{2}{\alpha^2\,ch\,\alpha}\right) \tag{90}$$

Întrucît relaţiile (86) şi (87) sînt formule identice cu (77) şi (81), iar relaţiile (79) şi (75) rămîn valabile, introducînd toate aceste mărimi în (70) și (76) obținem, formal, exact același sistem realizat din ecuațiile (83) și (84), deosebirea constînd numai în expresiile de calcul efectiv al mărimilor N_0^q și M_0^q.

Putem vedea ușor că această proprietate este valabilă pentru orice sistem de forțe exterioare.

Ordinea operațiilor este deci următoarea :

1. Se calculează toate mărimile legate de caracteristicile elastice și geometrice ale diafragmei H, d, h, γ, α, $th\alpha$, S, I.

2. Se calculează sau se apreciază caracteristicile elastice ale fundației diafragmei, φ_{11}, φ_{22}, δ_{11}, δ_{22}. În cazul rezemării pe pămînt, acestea pot fi calculate folosind coeficienții de tasare elastică uniformă și neuniformă.

3. Se calculează mărimile M_0^q, N_0^q, în funcție de tipul de sarcină, cu expresiile (78) și (82) sau (87) și (90) sau cu alte expresii din literatură, pentru alte tipuri de încărcări (vezi, de exemplu [2]).

4. Se rezolvă sistemul de ecuații (83) (84) și se determină φ_0 și δ_0.

5. Cu ajutorul expresiilor (38), (42), (45), (74′) pentru sarcina uniform distribuită, (54) (57), (74″) pentru sarcina triunghiulară sau folosind expresiile din literatură (de exemplu [2]) stabilite pentru alte tipuri de încărcări considerînd diafragma încastrată la bază, se determină eforturile și deformațiile.

6. Cu ajutorul relațiilor (24) se determină momentele încovoietoare în cele două elemente verticale.

Relațiile (83) și (84) pot servi și pentru calculul unor cazuri limită.

a) Dacă ambele baze sînt încastrate perfect, adică $\varphi_{11} = \varphi_{22} = \delta_{11} = \delta_{22} = 0$, relația (84), prin înmulțire cu $\delta_{11} + \delta_{22}$, ne duce la concluzia că $\delta_0 = 0$, iar relația (83), prin înmulțire cu $\dfrac{1}{\dfrac{1}{\varphi_{11}} + \dfrac{1}{\varphi_{22}}}$ și trecînd la limită, ne duce la concluzia că și $\varphi_0 = 0$.

În acest caz nu avem incompatibilitate între mărimile din încastrare și cele din elementele verticale.

Se constată, deci, că pentru situațiile limită nu există redistribuții de eforturi la bază, ci numai pentru cele intermediare.

b) Dacă ambele elemente sînt articulate, avem $\varphi_{11} = \varphi_{22} = \infty$ și $\delta_{11} = \delta_{22} = 0$. Se ajunge la :

$$\delta_0 = 0$$

$$\varphi_0 = -\frac{\gamma h}{Hd^2}\,\frac{\alpha}{th\alpha}\,M_0^q$$

Introducînd aceste mărimi în (77) sau (86) și apoi în (24), se ajunge la valori nule pentru M_1 și M_2. În acest caz, de asemenea nu avem o incompatibilitate între mărimile din încastrare și cele din elementele verticale.

c) Dacă unul din cele două elemente verticale este perfect încastrat la rotire și ambele sînt perfect încastrate la deplasări verticale, adică :

$$\varphi_{11} = 0,\ \delta_{11} = 0,\ \delta_{22} = 0,$$

atunci, înmulțind ecuația (83) cu φ_{11}, iar ecuația (84) cu $\delta_{11} + \delta_{22}$, ajungem la concluzia că $\varphi_0 = \delta_0 = 0$. Acest lucru duce însă la concluzia că în încastrarea la rotire rămasă elastică a elementului 2 momentul este nul, deoarece $\varphi_0 = 0$. Încastrarea elastică 2 se comportă ca o articulație. Momentele încovoietoare din elementul 2 mai sus de încastrare vor avea valori diferite de zero, fiind determinate de obligația de a avea aceeași curbură cu elementul 1, și se exprimă prin (24), (42) și (57).

Pe baza relației (70), avînd $\overline{M}_2 = 0$ rezultă că $\overline{M}_1$ (momentul de încastrare de la baza elementului 1) este mai mare și anume $M_1 + M_2$ decît în cazul cînd ambele fundații ar fi încastrate (cînd ar avea valoarea M_1).

În zona fundației vor exista deci redistribuții importante.

Dacă considerăm elementul 2 chiar articulat (adică $\varphi_{22} = \infty$), situația de mai sus nu se schimbă cu nimic.

Exemplificare numerică

Să considerăm o diafragmă cu un șir de goluri supusă acțiunii unei sarcini triunghiulare ca în figura 1 cu următoarele date numerice :

$$h = 2{,}70 \text{ m}$$
$$H = 8\,h = 21{,}60 \text{ m}$$
$$b_1 = 5{,}50 \text{ m}$$
$$b_2 = 3{,}50 \text{ m}$$
$$2l = 1{,}00 \text{ m}$$
$$B = 10{,}00 \text{ m}$$
$$g_1 = g_2 = g = 0{,}75 \text{ m}$$
$$t_1 = t_2 = t = 0{,}15 \text{ m}$$
$$t_1' = t_2' = t' = 0{,}10 \text{ m}$$
$$E = 300\,000 \text{ kg/cm}^2$$
$$q(H) = q = 2 \text{ t/ml}$$

Prin calcule elementare determinăm mărimile care intervin în continuare :

$$c_1 = 3{,}433 \text{ m}$$
$$c_2 = 2{,}424 \text{ m}$$
$$d_1 = 2{,}333 \text{ m}$$
$$d_2 = 3{,}524 \text{ m}$$
$$d = 5{,}857 \text{ m}$$
$$2a = 2l + 2 \times 0{,}15 = 1{,}30 \text{ m}$$
$$I_1 = 2{,}4864 \text{ m}^4$$
$$I_2 = 0{,}691 \text{ m}^4$$
$$I_1 + I_2 = 3{,}177 \text{ m}^4$$
$$A_1 = 0{,}885 \text{ m}^2$$
$$A_2 = 0{,}585 \text{ m}^2$$
$$S = A_1 d_1 = A_2 d_2 = 2{,}062 \text{ m}^3$$
$$\frac{dS}{I} = 0{,}7905$$
$$A' = 0{,}090 \text{ m}^2$$
$$I' = 0{,}0058 \text{ m}^4$$
$$I = I_1 + I_2 + Sd = 15{,}297 \text{ m}^4$$
$$\rho = \frac{E}{G} = 2{,}3$$
$$k = 1{,}2$$

În continuare, folosind (9) și (20), obținem :

$$\gamma E = \frac{2\cdot 0{,}65^3}{3\cdot 0{,}0058} + \frac{2\cdot 1{,}2\cdot 0{,}65}{0{,}090}\cdot 2{,}3 = 71{,}6 \text{ m}^{-1}$$

$$\gamma = \frac{71{,}6}{3\cdot 10^6} = 2{,}385\cdot 10^{-5}\,\frac{\text{m}}{\text{t}}$$

$$\beta^2 = \frac{1}{2{,}70\cdot 71{,}6}\cdot\frac{5{,}857}{2{,}062}\cdot\frac{15{,}297}{3{,}177} = 0{,}0708 \text{ m}^{-2}$$

$$\beta = 0{,}266 \text{ m}^{-1}$$

$$\alpha = \beta H = 5{,}75;\ ch\alpha = 157{,}30;\ sh\alpha = 157{,}2;\ th\alpha \cong 1$$

Folosind relaţia (87) şi (90), obţinem :

$$M_0^q = -\frac{2\cdot 21,60^2}{2}\left[\frac{2}{3} - 0,7905\left(\frac{2}{3} - \right.\right.$$

$$\left.\left. - \frac{5,75^2 - 2}{5,75^3}\cdot 1 - \frac{2}{5,75^2\cdot 157,30}\right)\right] = -125,80 \text{ tm}$$

şi analog :

$$N_0^q = 31,70 \text{ t}$$

Pentru determinarea caracteristicilor elastice de la bază considerăm fundaţiile celor două elemente verticale de forma unor dreptunghiuri în plan (pentru elementul 1 = 5,70 × × 0,75 m, iar pentru elementul 2 = 3,70 × 0,75 m). Fundaţiile le vom considera ca neconlucrînd între ele. Menţionăm că o legătură de genul unei centuri armate între cele două fundaţii nu poate modifica sensibil rezultatele, deoarece joacă rolul unui buiandrug. În cazul existenţei unei legături puternice este necesară însă o analiză specială, asupra căreia vom reveni.

Aceeaşi analiză este necesară şi în cazul cînd diafragma are la bază un cadru de beton armat.

Pentru cazul pe care l-am ales în exemplificarea de faţă (fundaţii independente, rezemate direct pe pămînt) propunem următorul mod de calcul : în lipsa unor date experimentale, determinarea caracteristicilor elastice (δ_{11}, δ_{22}, φ_{11}, φ_{22}) să se facă pornind de la constantele terenului folosite în practica de proiectare.

Vom folosi constanta de tasare elastică uniformă (denumită uzual C_z) şi de tasare elastică neuniformă (denumită uzual C_φ). Aceste mărimi se găsesc în diverse prescripţii, de exemplu în prescripţiile sovietice TU 60-49 redate în [5].

Pentru exemplificarea numerică alegem un teren caracterizat de constanta $C_z = 3$ kg/cm³ = 3000 t/m³.

Caracteristicile geometrice ale celor două fundaţii sînt :

$$Af_1 = 4,27 \text{ m}^2$$

$$Af_2 = 2,77 \text{ m}^2$$

$$If_1 = 11,55 \text{ m}^4$$

$$If_2 = 3,16 \text{ m}^4$$

Pornind de la indicaţiile de mai sus avem :

$$C_{z1} = \frac{3,2}{\sqrt{4,27}}\cdot 3000 = 4655 \text{ t/m}^3$$

$$C_{z2} = \frac{3,2}{\sqrt{2,77}}\, 3000 = 5760 \text{ t/m}^3$$

Presiunile pe cele două tălpi din sarcina unitară :

$$p_1 = \frac{1}{4,27} = 0,234 \text{ m}^{-2}$$

$$p_2 = \frac{1}{2,77} = 0,361 \text{ m}^{-2}$$

Mărimile δ_{11} şi δ_{22} sînt :

$$\delta_{11} = \frac{0,234}{4\,655} = 5,03\cdot 10^{-5} \text{ m/t}$$

$$\delta_{22} = \frac{0,361}{5\,760} = 6,27\cdot 10^{-5} \text{ m/t}$$

Constantele la rotire elastică [5] :

$$C_{\varphi 1} = 2\cdot C_{z1} = 2\cdot 4655 = 9310 \text{ t/m}^3$$

$$C_{\varphi 2} = 2\, C_{z2} = 2\cdot 5760 = 11520 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi_{11} = \frac{1}{C_{\varphi 1}\cdot I_{f1}} = \frac{1}{9310\cdot 11,55} = 0,931\cdot 10^{-5}\,\frac{1}{\text{tm}}$$

$$\varphi_{22} = \frac{1}{C_{\varphi 2}\, I_{f2}} = \frac{1}{11520\cdot 3,16} = 2,745\cdot 10^{-5}\,\frac{1}{\text{tm}}$$

Coeficienţii necunoscutelor sistemului de ecuaţii (83) (84) :

$$\frac{H}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha} = \frac{21,60}{2,385\cdot 10^{-5}\cdot 2,70}\cdot\frac{1}{5,75} = 0,584\cdot 10^5 \text{ t/m}$$

$$\frac{Hd}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha} = 3,42\cdot 10^5 \text{ t}$$

$$\frac{Hd^2}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha} = 20,03\cdot 10^5 \text{ tm}$$

$$-\frac{1}{\varphi_{11}} - \frac{1}{\varphi_{22}} - \frac{Hd^2}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha} = -1,075\cdot 10^5 - 0,364\cdot 10^5 -$$

$$- 20,03\cdot 10^5 = -21,469\cdot 10^5 \text{ tm}$$

$$\frac{1}{\delta_{11} + \delta_{22}} + \frac{H}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha} = 0,0885\cdot 10^5 + 0,584\cdot 10^5 =$$

$$= 0,673\cdot 10^5\,\frac{\text{t}}{\text{m}}$$

Sistemul de ecuaţii (83) (84) :

$$-21,469\,\varphi_0 + 3,42\,\delta_0 = -125,80\cdot 10^{-5}$$

$$-3,42\varphi_0 + 0,673\,\delta_0 = 31,70\cdot 10^{-5}$$

Soluţiile :

$$\varphi_0 = 69,75\cdot 10^{-5} \text{ radiani}$$

$$\delta_0 = 401,48\cdot 10^{-5} \text{ metri}$$

$$\varphi_0 d - \delta_0 = 7,04\cdot 10^{-5} \text{ metri}$$

Avînd mărimea $\varphi_0 d - \delta_0$ putem determina cu ajutorul relaţiilor (54) (57) (59) (74″) toate eforturile şi deformaţiile care ne interesează.

De exemplu, momentul suplimentar în secţiunea de la încastrare adus de deformaţiile de la baza diafragmei se calculează cu partea a doua a relaţiei (57), făcînd $\xi = 0$

$$\Delta M = \frac{Hd}{\gamma h}(\varphi_0\, d - \delta_0)\cdot\overline{\psi}\,(o) = \frac{Hd}{\gamma h}\,\frac{th\alpha}{\alpha}(\varphi_0 d - \delta_0) =$$

$$= 3,42\cdot 10^5\cdot 7,04\cdot 10^{-5} = 24,1 \text{ tm}$$

Momentul de bază total $(M_1 + M_2)$:

$$M_x^{(0)} = -125\cdot 80 + 24,10 = -101,70 \text{ tm}$$

Se vede că influenţa legăturilor elastice este în acest caz de cca 18,6%.

În cele două lamele, momentele de la bază sînt conform relaţiilor (24)

$$M_1 = \frac{2,4864}{3,177}\cdot(-101,70) = -79,60 \text{ tm}$$

$$M_2 = \frac{0,691}{3,177}(-101,70) = -22,10 \text{ tm}$$

Pe de altă parte, momentele din încastrările elastice sînt conform relaţiilor (66) :

$$\overline{M}_1 = -\frac{\varphi_0}{\varphi_{11}} = -\frac{69,75\cdot 10^{-5}}{0,931.10^{-5}} = -75,2 \text{ tm}$$

$$\overline{M}_2 = -\frac{\varphi_0}{\varphi_{22}} = -\frac{69,75\cdot 10^{-5}}{2,745\cdot 10^{-5}} = -25,5 \text{ tm}$$

Conform relației (70), sumele $M_1 + M_2$ și $\overline{M}_1 + \overline{M}_2$ trebuie să fie egale, diferența de circa 1 % explicîndu-se prin calculul cu rigla. Diferențele între grupurile de mărimi M și $\overline{M}$ pot fi și mai pronunțate, dacă cele două fundații au caracteristici diferite. De exemplu, dacă am considera pentru fundația 2 caracteristica $C_z = 4{,}5$ kg/cm³ am fi ajuns la $\delta_0 = 337 \cdot 10^{-5}$ m, $\varphi_0 = 59{,}1 \cdot 10^{-5}$ rad (deci cu cca 15 % mai mici), $M_1 = 75{,}5$ tm; $M_2 = 21{,}0$ tm, iar $\overline{M}_1 = -63{,}7$ tm, $\overline{M}_2 = -32{,}3$ tm. Se vede că diferențierea procentuală între mărimi este mai pronunțată.

Dimensionarea celor două lamele la bază va trebui deci să se facă la mărimea maximă dintre cele două grupuri de valori (M sau $\overline{M}$). Astfel, lamela 1 va trebui verificată la 79,60 tm, iar lamela 2 la 25,50 tm.

Este interesant de scos în evidență un fapt evidențiat de procedeul de calcul expus în prezenta lucrare. După cum se constată din relațiile (54) (57) (74″), mărimea care influențează variația eforturilor de bază este $\varphi_0 d - \delta_0$, în care cele două mărimi caracteristice intervin cu semn contrar, deci se atenuează, parțial, reciproc. Este ușor de intuit acest fapt, dacă observăm că, de exemplu, pentru o rotire a bazei $\varphi_0 = \frac{\delta_0}{d}$ situația relativă a celor doi șpaleți este aceeași ca și în cazul unei încastrări rigide, deci buiandrugii nu sînt influențați.

Evident însă că în acest caz, totuși deplasările laterale (y) diferă de cele corespunzătoare unei încastrări perfecte, lucru care se poate constata ușor din relația (59), unde intervine φ_0 direct.

În unele lucrări de specialitate, de exemplu [3], se propune considerarea în calcul numai a rotirii elastice de bază. Cu ajutorul relațiilor stabilite în această lucrare putem să vedem destul de ușor ce implicații prezintă considerarea numai a uneia din caracteristicile elastice.

Dacă vrem să ținem seama numai de rotirea elastică, acest lucru este echivalent cu a spune că δ_{11} și δ_{22} sînt nuli. În relația (84) înmulțim toată relația cu $\delta_{11} + \delta_{22}$, trecem apoi la limită ($\delta_{11} + \delta_{22} \to 0$) și rezultă că $\delta_0 = 0$. Apoi, din relația (83) găsim:

$$\varphi_0 = -\frac{M_0^q}{\dfrac{1}{\varphi_{11}} + \dfrac{1}{\varphi_{22}} + \dfrac{Hd^2}{\gamma h} \dfrac{th\alpha}{\alpha}} = -\frac{-125 \cdot 80}{21{,}469 \cdot 10^5} =$$

$$= 5{,}86 \cdot 10^{-5}$$

valoare mult mai mică decît în calculul precedent, deoarece, evident, deplasările elastice relative pe verticală contribuie substanțial la valoarea lui φ_0.

În cazul examinat (cînd ținem seama numai de φ_0) vom avea:

$$\Delta M = \frac{Hd}{\gamma h} \frac{th\alpha}{\alpha} \cdot \varphi_0 d = 3{,}42 \cdot 10^5 \cdot 34{,}35 \cdot 10^{-5} = 117{,}2 \text{ tm}$$

După cum se vede, aceasta ar duce la o micșorare cu cca 95 % a momentului la bază, ceea ce nu poate fi acceptat ca fiind complet descoperitor.

Dacă, dimpotrivă, am ține seama numai de tasarea elastică pe verticală, neglijînd rotirea, este ca și cum $\varphi_{11} = \varphi_{22} = 0$.

În relația (83), înmulțim ambii membri cu

$$\frac{1}{\dfrac{1}{\varphi_{11}} + \dfrac{1}{\varphi_{22}}},$$

trecem apoi la limită ($\varphi_{11} \to 0, \varphi_{22} \to 0$) și constatăm că $\varphi_0 = 0$.

Apoi, din relația (84) deducem:

$$\delta_0 = \frac{N_0^q}{\dfrac{1}{\delta_{11} + \delta_{22}} + \dfrac{H}{\gamma h} \dfrac{th\alpha}{\alpha}} = \frac{31{,}70}{0{,}673 \cdot 10^5} = 47{,}15 \cdot 10^{-5} \text{m}$$

Variația momentului de la bază va fi deci:

$$\Delta M = -\frac{Hd}{\gamma h} \cdot \frac{th\alpha}{\alpha} \cdot \delta_0 = -3{,}42 \cdot 10^5 \cdot 47{,}15 \cdot 10^{-5} = -161 \text{ tm}$$

Se vede că, de data aceasta, sîntem conduși la o extremă opusă, mult prea acoperitoare (M *total* $= -125{,}8 - 161{,}00 = -$ $- 286{,}8$ tm).

Așadar, se constată că modul de calcul propus evită situațiile extreme, fiind mai aproape de realitate.

CONCLUZII

În lucrarea de față s-a elaborat un procedeu de calcul care ia în considerare simultan caracteristicile de tasare și rotire elastică a fundațiilor.

a) Modul particular cum este alcătuită partea inferioară a diafragmei (fundații directe izolate, fundație comună armată, cadru de beton armat), influențează numai mărimile φ_{11}, φ_{22}, δ_{11}, δ_{22}, relațiile stabilite rămînînd valabile pentru toate cazurile.

b) Procedeul de calcul acoperă diverse cazuri extreme și particulare (implicit cazul lamelelor articulate).

c) Din expunere a rezultat că este necesar să se țină seama de ambele caracteristici (rotire și tasare), neglijarea uneia din aceste caracteristici îndepărtînd rezultatele de realitate.

d) La verificarea lamelelor se va considera valoarea maximă între M și $\overline{M}$.

Bibliografie

[1] Albigés M., Goulet J.: *Contreventement des batiments.* Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, 1960, nr. 149, p. 473—500.
[2] Mîrșu O., Vuc L.: *Metoda de calcul a diafragmelor la acțiuni seismice.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, 1963, nr. 6, p. 296—300.
[3] Decauchy M. A.: *Contreventement des batiments.* Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, 1964, nr. 193, p. 93—108.
[4] Hangan M.: *Betonul armat,* ed. 1963.
[5] Buzdugan Gh.: *Dinamica fundațiilor de mașini,* Ed. Academiei R.S.R., București, 1968.

REȚELE TERMICE ÎNGROPATE DIRECT ÎN SOL

Dr. ing. C.T. Bogos
Trustul de construcții Iași

Transportul căldurii în scopul încălzirii, prin generalizarea principiului încălzirii centrale, este una din problemele care prezintă un mare interes, atît din cauza extinderii, cît și din cauza economiilor ce se pot realiza.

Acest transport — de la locul producerii centralizate de energie termică la locurile de consum — se face prin conducte montate aerian sau subteran.

În străinătate și la noi în țară s-a dezvoltat, în special, montarea subterană a conductelor, datorită avantajelor pe care le prezintă față de montarea aeriană. Această montare subterană a conductelor se face în canale termice, utilizîndu-se un mare număr de soluții constructive.

Montarea subterană a conductelor în canale termice (vizitabile sau nevizitabile) necesită investiții mari, părții propriu-zise de construcții revenindu-i mai mult de 50% din costul total (în care se cuprinde și izolarea conductelor).

Din această cauză, pentru reducerea prețului de cost și mărirea productivității muncii, pe lîngă montarea conductelor în canale termice, a început în ultimii ani să se utilizeze în străinătate montarea directă a conductelor în sol, izolate adecvat.

În planul de stat pentru cercetări științifice al țării noastre există o poziție de cercetare privind problema montării rețelelor îngropate direct în sol. Ca urmare s-a ajuns la producerea în țară în lot semiindustrial a bitumului pulverulent [8], care urmează a fi folosit ca izolant. S-au făcut pînă în prezent măsurători și experimentări de INCERC și I.C.M.P.C.—M.I.C.

Studiile și cercetările experimentale efectuate de autor, și care sînt expuse pe scurt în continuare, au avut ca scop stabilirea formulelor de calcul privind pierderile de căldură ale rețelelor termice îngropate direct în sol (pentru două, trei și patru conducte — cazuri uzuale în practică).

I. DETERMINAREA PIERDERILOR DE CĂLDURĂ

A. Ipoteze de calcul

Determinarea pierderilor de căldură ale rețelelor termice îngropate în sol se poate face cu ajutorul formulelor arătate mai departe și care, în general, au următoarea formă :

$$q = C_t(t_c - t_s) \tag{1}$$

C_t este un factor denumit convențional conductanță termică, avînd următoarea formă generală :

$$C_t = f\left(\Delta, \lambda_{iz}, \lambda_s, \frac{h}{d_{iz}}, s, \varphi\right) \tag{2}$$

Semnificația diferiților termeni din formulele (1) și (2) este următoarea :

q — fluxul termic unitar al unei conducte termice îngropate direct în sol (în kcal/m.h sau în W/m);
C_t — conductanța termică (în kcal/m.h°C sau în W/m °C);
$\Delta = \frac{d_{iz}}{d_c} = \frac{\text{diametrul exterior al izolației termice}}{\text{diametrul exterior al conductei termice}}$;
λ_{iz} — coeficientul de conductivitate termică a izolației (în kcal/m.h.°C sau în W/m°C);
λ_s — coeficientul de conductivitate termică a solului (în kcal/m.h.°C sau în W/m°C);
h — adîncimea de îngropare a conductei (distanța de la suprafața solului la axa orizontală a conductei) (în m);
s — distanța între axele verticale a două conducte alăturate (în m);
φ — coeficient care ține seama de interacțiunea fluxurilor termice în izolația comună, în cazul montării alăturate a două sau mai multe conducte.

Formula (1) a fost stabilită în ipoteza regimului permanent de funcționare. Este cunoscut că în exploatarea rețelelor termice intervine un reglaj calitativ, care constă în variația temperaturii agentului termic în funcție de cererile de consum de căldură. Regimurile tranzitorii, în acest caz, nu sînt decît o trecere de la un regim permanent la altul și se compensează reciproc, avînd în vedere variațiile lente, capacitatea calorică mare a solului și lipsa de acumulare de la o zi la alta.

De altfel, în căutarea compromisului economic (între cheltuielile de investiții și de exploatare) nu interesează pierderile instantanee de căldură, ci pierderile pe perioada unui an.

Evident că pierderile de căldură calculate cu formula (1), pierderi proporționale cu diferența între temperaturile medii, sînt stabilite cu o eroare. Această eroare fiind însă mică și avînd în vedere considerațiile de mai sus, în studiile economice se poate admite ipoteza că regimul de funcționare este permanent.

Se consideră totodată că izolația este omogenă din punct de vedere termic, iar valoarea coeficientului de conductivitate termică a izolației (λ_{iz}) este valoarea medie indicată de fabrică sau obținută prin determinări de laborator pe eșantioane luate din materialele ce urmează a se pune în operă. La montarea rețelelor termice îngropate se iau măsuri eficiente, astfel ca izolația termică să fie sustrasă umidității din sol (λ_{iz} să varieze cît mai puțin în funcție de umiditate, păstrîndu-și valoarea medie inițială).

Coeficientul de conductivitate termică a solului λ_s este foarte variabil, depinzînd de natura lui, de greutatea specifică aparentă, de conținutul lui de umiditate etc. Domeniul de variație a lui λ_s este 0,5—2,7 kcal/m.h°C [9]. Valorile medii cele mai frecvente sînt cuprinse între 1—1,5 kcal/m.h.°C, iar valorile extreme pentru calculul pierderilor de căldură maximale sînt între 1,5—2 kcal/m.h.°C.

Este de dorit, deci, ca pentru fiecare proiect să se facă un studiu experimental asupra conductivității solului. În lipsă de date, se poate face o estimare ținînd seama de natura terenului. O eroare de apreciere în alegerea lui λ_s se găsește atenuată în rezultatele calculului pierderilor de căldură, căci rezistența solului nu reprezintă decît o fracțiune (5—20%) din rezistența totală. Este evident că un răspuns riguros nu poate fi dat, întrucît variază cu conținutul de umiditate a solului. Or, dacă plouă mai multe zile deasupra rețelei, conductivitatea solului crește local. De asemenea, într-o țară anumită există nu numai luni mai ploioase, ci și ani mai ploioși. Sîntem deci obligați să adoptăm o conductivitate termică fixă, corespunzînd unei umidități medii a solului, deci unor valori medii ale precipitațiilor.

Pentru a stabili condițiile limită care trebuie introduse, se analizează în continuare comportarea solului sub influența diferiților factori climatici.

Pe suprafața globului, temperatura prezintă de la un an la altul diferite variații.

În zona temperată a emisferei nordice, aceste variații sînt mai frecvente și mai evidente și sînt datorite efectului diversității condițiilor naturale și, în primul rînd, a reliefului.

În România, variații identice ale temperaturii aerului au o dezvoltare pronunțată, în particular în partea de est și sud-est, unde influențele climatice ale Europei sînt mai puternice.

Pentru a se putea încadra orașul Iași în ansamblul proceselor climatologice care s-au produs într-o perioadă studiată în toate țările, s-au urmărit comparativ variațiile de temperatură și în alte localități din România.

S-a constatat că regimul anual de temperaturi ale aerului a fost, de exemplu între 1929 și 1943, aproape același în diferite localități ale țării, valorile medii anuale ale temperaturilor diferind numai în grade și zecimi de grad, lucru datorit condițiilor locale sau regionale.

De aici s-a tras concluzia că la baza producerii variațiilor anuale ale temperaturii aerului în România stau influențele acelorași mase de aer care se deplasează din N, N—V, S—V, V, N—E și S—E Europei, și care, în deplasarea lor într-o direcție sau alta, acoperă aproape întreg teritoriul României.

Factorii climatici influențează asupra distribuției temperaturilor în sol, care, în absența rețelei termice, rezultă din suprapunerea a trei cîmpuri termice :

1. Un cîmp geometric profund, permanent, care singur determină temperaturile la adîncimi mai importante (peste 10 m). Gradientul corespunzător este de ordinul a 1/100°C. Temperatura în adîncime este foarte stabilă și valoarea sa depinde de condițiile climatice de la suprafață integrate pe numeroși ani.

2. Un cîmp intermediar, cvasistaționar, ale cărui efecte sînt predominante la adîncimi care interesează prezentul studiu (1—2 m). Temperatura la aceste adîncimi suferă fluctuații practic sinusoidale de perioadă anuală. Aceste fluctuații se produc an de an cu mici variații de nivel mediu și amplitudine. Acest cîmp poate fi considerat ca impus de variația sinusoidală sezonieră a unui plan izoterm fictiv la suprafața solului. La adîncimea de un metru, defazajul este de ordinul unei luni, iar atenuarea de aproximativ 15—20%.

3. Un cîmp tranzitoriu, interesînd stratul superior superficial (sub 0,5 m) legat de variațiile zilnice și incerte ale radiației solare.

Această ultimă componentă nu se ia în considerare în studiu, întrucît rețelele termice sînt îngropate în sol sub zona corespunzătoare de influență.

De asemenea, la adîncimile de 1—2 m, fluctuațiile sezoniere fac imperceptibilă influența cîmpului geometric. În consecință, se ia în considerare numai cîmpul cvasistaționar pentru a obține datele necesare care să arate influența factorilor climatici asupra pierderilor de căldură ale rețelelor termice îngropate. În particular, este logic să se admită același tip de condiție la limită, cunoscînd un plan izoterm echivalent. Ca urmare a valorii mici a fluxului de pierderi și a desfășurării sale la suprafața solului, se poate de asemenea admite ipoteza că nivelul acestei izoterme nu este afectat sensibil de prezența rețelei termice. În orice caz, această temperatură nu poate fi decît ușor superioară și neglijarea influenței rețelei va acționa în sensul măririi siguranței.

Practic, trebuie să se determine nivelul temperaturii în funcție de obiectivele calculului. Pentru a estima pierderile medii repartizate pe mai mulți ani (criteriu economic) trebuie să se ia în considerare temperatura solului calculată ca medie pe o perioadă lungă.

Pentru pierderile extreme se iau în considerare valorile minime. Valoarea defazajului la 1—2 m adîncime ne arată că trebuie luate în considerare valorile medii calculate pe perioade mai mari decît o lună. În acest caz se poate lua estimativ 0°C. Se recomandă ca rețelele termice să fie îngropate la o adîncime de peste 1 m (partea superioară a izolației), pentru a fi ferite de îngheț în caz de întrerupere a funcționării.

La stabilirea expresiei conductanței termice pentru diferite cazuri particulare s-au neglijat :

— rezistența termică la trecerea căldurii de la fluid la peretele conductei ;

— rezistența termică la trecerea căldurii prin peretele conductei.

Ca urmare, temperatura agentului termic (temperatura sa medie în timpul perioadei de încălzire) este luată în calcule ca temperatură medie a suprafeței exterioare a conductei. Pentru calculele de precizie, în cazul cînd agentul termic este aburul, trebuie să se facă o corecție în ceea ce privește temperatura suprafeței exterioare a conductei, întrucît nu mai este neglijabilă rezistența termică la trecerea căldurii de la fluid la peretele conductei.

B. Formule de calcul

I. O CONDUCTĂ TERMICĂ

Pentru o conductă termică cu izolație de formă cilindrică, fluxul termic unitar se calculează cu relația :

$$q = \frac{\Delta t}{R_{iz} + R_s} = \frac{\Delta t}{\frac{1}{2\pi\lambda_{iz}} \ln \frac{d_{iz}}{d_c} + \frac{1}{2\pi\lambda_s} \ln \frac{4h}{d_{iz}}} \qquad (3)$$

în care :

R_{iz} este rezistența termică a izolației ;
R_s — rezistența termică a solului.

Pentru o conductă cu izolația de formă pătrată, fluxul termic unitar se calculează cu relația [9] :

$$q = \frac{\Delta t}{R'_{iz} + R'_s} = \frac{(t_c - t_s)}{\frac{1}{2\pi\lambda_{iz}} \ln (1{,}073 \cdot \Delta) + \frac{1}{2\pi\lambda_s} \ln \frac{4h}{d_{iz} \cdot 1{,}073}} \qquad (4)$$

II. DOUĂ CONDUCTE TERMICE

S-au stabilit formulele de calcul pentru două conducte cu izolație termică comună de formă dreptunghiulară, formă care este mai uzuală în cazul conductelor termice îngropate în sol.

a) Cazul : $d_{c1} = d_{c2}$; $t_{c1} = t_{c2}$

$$q_1^{\mathrm{II}} = q_2^{\mathrm{II}} = \frac{(t_c - t_s)}{\varphi_2 R_{iz} + R_s + R_{ms}} \ (\mathrm{kcal/m \cdot h}) \qquad (5)$$

R_{iz} și R_s fiind date de relația (4), iar

$$R_{ms} = \frac{1}{2\pi\lambda_s} \ln \frac{2h}{s} \qquad (6)$$

și :

$$\varphi_2 = \frac{\frac{1}{2}\left\{\frac{(\Delta - 1)}{(\Delta + 1)} + \frac{\left[1{,}273 \ln \left(1{,}073 \frac{\Delta + 1}{2}\right)\right]\left[\frac{(\Delta + 1)}{(\Delta - 1)} + \frac{4}{\pi} \ln (1{,}073)\right]}{\left[1{,}273 \ln \left(1{,}073 \frac{\Delta + 1}{2}\right)\right] + \left[\frac{(\Delta + 1)}{(\Delta - 1)} + \frac{4}{\pi} \ln (1{,}073)\right]}\right\}}{\left[\frac{1}{2\pi} \ln (1{,}073\, \Delta)\right] + \frac{1}{4}\left\{\frac{(\Delta - 1)}{(\Delta + 1)} + \frac{\left[1{,}273 \ln \left(1{,}073 \frac{\Delta + 1}{2}\right)\right]\left[\frac{(\Delta + 1)}{(\Delta - 1)} + \frac{4}{\pi} \ln (1{,}073)\right]}{\left[1{,}273 \ln \left(1{,}073 \frac{\Delta + 1}{2}\right)\right]\left[\frac{(\Delta + 1)}{(\Delta - 1)} + \frac{4}{\pi} \ln (1{,}073)\right]}\right\}} \qquad (7)$$

Pierderea de căldură spre sol a ansamblului celor două conducte este:

$$q_{t2} = 2 \cdot q_1^{II} \tag{8}$$

b) Cazul: $d_{c1} = d_{c2}$; $t_{c1} \neq t_{c2}$

$$\left.\begin{aligned} q_1' &= q_1 + q_{12} - q_{21} \\ q_2' &= q_2 + q_{21} - q_{12} \end{aligned}\right\} \tag{9}$$

în care:

— q_1, q_2 este pierderea de căldură spre sol a unei conducte determinată cu formula (5);

— q_{12}, q_{21} este pierderea de căldură a conductei 1 spre conducta 2, respectiv de la conducta 2 spre conducta 1 (considerînd pentru moment $t_{c1} = t_s$; $t_{c2} = t_s$).

Explicînd relaţia (9), vom avea:

$$\left.\begin{aligned} q_1' &= \frac{(t_{c1} - t_s)}{\varphi_2 R_{iz} + R_s + R_{ms}} + \frac{(t_{c1} - t_s)}{R_{12}} - \frac{(t_{c2} - t_s)}{R_{21}} \\ q_2' &= \frac{(t_{c2} - t_s)}{\varphi_2 R_{iz} + R_s + R_{ms}} + \frac{(t_{c2} - t_s)}{R_{21}} - \frac{(t_{c1} - t_s)}{R_{12}} \end{aligned}\right\} \tag{10}$$

în care:

$R_{12} = R_{21}$ reprezintă rezistenţa izolaţiei termice între conductele între care are loc schimbul de căldură:

$$R_{12} = R_{21} = \frac{1}{\lambda_{iz}}\left[\frac{4}{\pi} \ln (1{,}073) + (\Delta - 1)\right] \tag{11}$$

Pierderea de căldură, spre sol, a ambelor conducte este:

$$q_{t2}' = q_1' + q_2' = \frac{(t_{c1} - t_{s2})}{R_{t2}} + \frac{(t_{c2} - t_s)}{R_{t2}} \tag{12}$$

c) Cazul: $d_{c1} \neq d_{c2}$; $t_{c1} \neq t_{c2}$

Pierderea de căldură spre sol a celor două conducte este:

$$q_{t2}'' = q_1'' + q_2'' = \frac{\Delta t_1}{R_{t2}} + \frac{\Delta t_2}{R_{t2}''} \tag{13}$$

în care:

$$R_{t2} = \varphi_2 \cdot R_{1iz} + R_s + R_{ms} \tag{14}$$

$$R_{t2}'' = R_{t2iz}'' + R_s + R_{ms} \tag{15}$$

şi:

$$R_{t2iz}'' = R_1' \frac{2 \cdot R_2'}{R_1' + R_2'} \tag{16}$$

cu:

$$R_1' = \frac{1}{2\pi\lambda_{iz}} \ln \left[(1, 0{,}73\Delta) \frac{d_{c1}}{d_{c2}}\right] \tag{17}$$

$$R_2' = \frac{2R_2 (2R_2 + R_{s2})}{4 R_2 + R_{s2}} \tag{18}$$

$$R_{s2} = \frac{1}{\pi \lambda_{iz}} \ln \frac{d_{c1}}{d_{c2}} \tag{19}$$

III. TREI CONDUCTE TERMICE

Cazul: $d_{c1} = d_{c2} = d_{c3} = d_c$; $t_{c1} = t_{c2} = t_{c3} = t_c$

Pierderea de căldură a unei conducte în cazul a trei conducte alăturate, cu izolaţie comună, este:

$$q_1''' = \frac{\Delta t}{\varphi_3 R_{iz} + R_s + R_{ms}} \tag{20}$$

iar pierderea totală spre sol a celor trei conducte:

$$q_{t3}''' = 3q_1''' \tag{21}$$

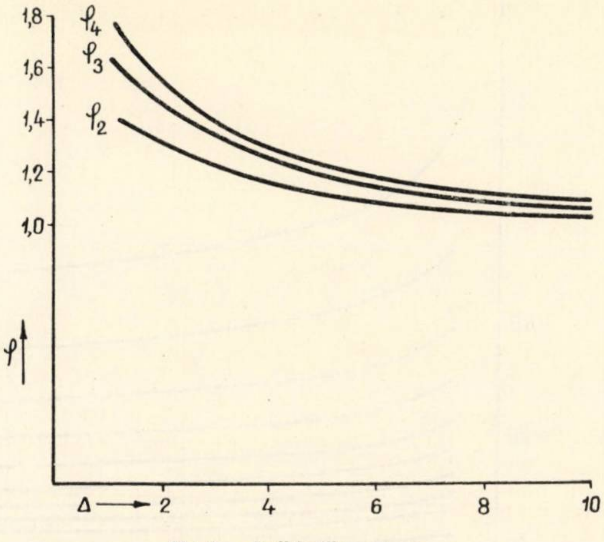


Fig. 1 — Coeficienţii φ_2, φ_3, φ_4

IV. PATRU CONDUCTE

Cazul: $d_{c1} = d_{c2} = d_{c3} = d_{c4} = d_c$; $t_{c1} = t_{c2} = t_{c3} = t_{c4} = t_c$

Pierderea de căldură a unei conducte în cazul a patru conducte alăturate, cu izolaţie comună, este:

$$q_s^{IV} = \frac{\Delta t}{\varphi_4 R_{iz} + R_s + R_{ms}} \tag{22}$$

iar pierderea totală de căldură spre sol a celor patru conducte:

$$q_{t4}^{IV} = 4q_1^{IV} \tag{23}$$

Din relaţiile anterioare (5 — 22) şi din figura 1 rezultă că în cazul montării alăturate şi a izolării comune a mai multor conducte, influenţa interacţiunii fluxurilor termice în izolaţie (caracterizată prin coeficienţii φ_2, φ_3, φ_4) este cu atît mai mare cu cît conductele sînt mai apropiate (s — distanţa mai mică, respectiv grosimea izolaţiei mai mică — raportul Δ mai mic), pierderile de căldură fiind reduse corespunzător.

Verificarea relaţiilor stabilite anterior pentru cazul a două, trei sau patru conducte s-a făcut:

— prin compararea rezultatelor obţinute prin calcul cu rezultatele experimentale ale lui J. Vidal pentru diferite cazuri particulare (analogii reoelectrice cu cuvă şi analogii cu hîrtie conductoare);

— prin măsurători efectuate pe tronsoanele experimentale realizate de autor;

— prin compararea rezultatelor cu datele din literatura de specialitate pentru cazul unei singure conducte (J. Vidal, Sten Carlsson şi Ingmar Eneborg).

S-a constatat o bună concordanţă între rezultatele obţinute prin calcul cu ajutorul relaţiilor stabilite (pentru diferite cazuri particulare) şi rezultatele măsurătorilor experimentale de laborator şi în condiţii naturale (pe tronsoane experimentale), abaterile fiind de pînă la 1 %.

Pentru a efectua un calcul rapid al pierderilor de căldură în cazul a două şi trei conducte, autorul a conceput şi experimentat dispozitive de calcul analog, adecvate.

Pentru cazurile uzuale în practică, autorul a elaborat abace cu ajutorul cărora se pot determina pierderile de căldură ale reţelelor termice îngropate direct în sol, pentru diferite cazuri particulare (pentru $\lambda_s = 1{,}5$ kcal/m.h.°C — valoare medie şi pentru $\lambda_{iz} = 0{,}04 - 0{,}06 - 0{,}08 - 0{,}10 - 0{,}12 - 0{,}15$ kcal/m.h.°C — valori uzuale — în cazul unei conducte şi a două conducte cu izolaţie termică comună de formă dreptunghiulară).

În figurile 2 şi 3 se dau, ca exemple, abacele întocmite pentru $\lambda_{iz} = 0{,}04$ şi 0,10 kcal/m.h.°C (pentru două conducte).

Întrucît bitumul pulverulent [8] are $\lambda_{iz} = 0{,}075 - 0{,}090$ kcal/m.h.°C, se dă în continuare un exemplu de calcul pentru cazul a două conducte termice îngropate în sol şi

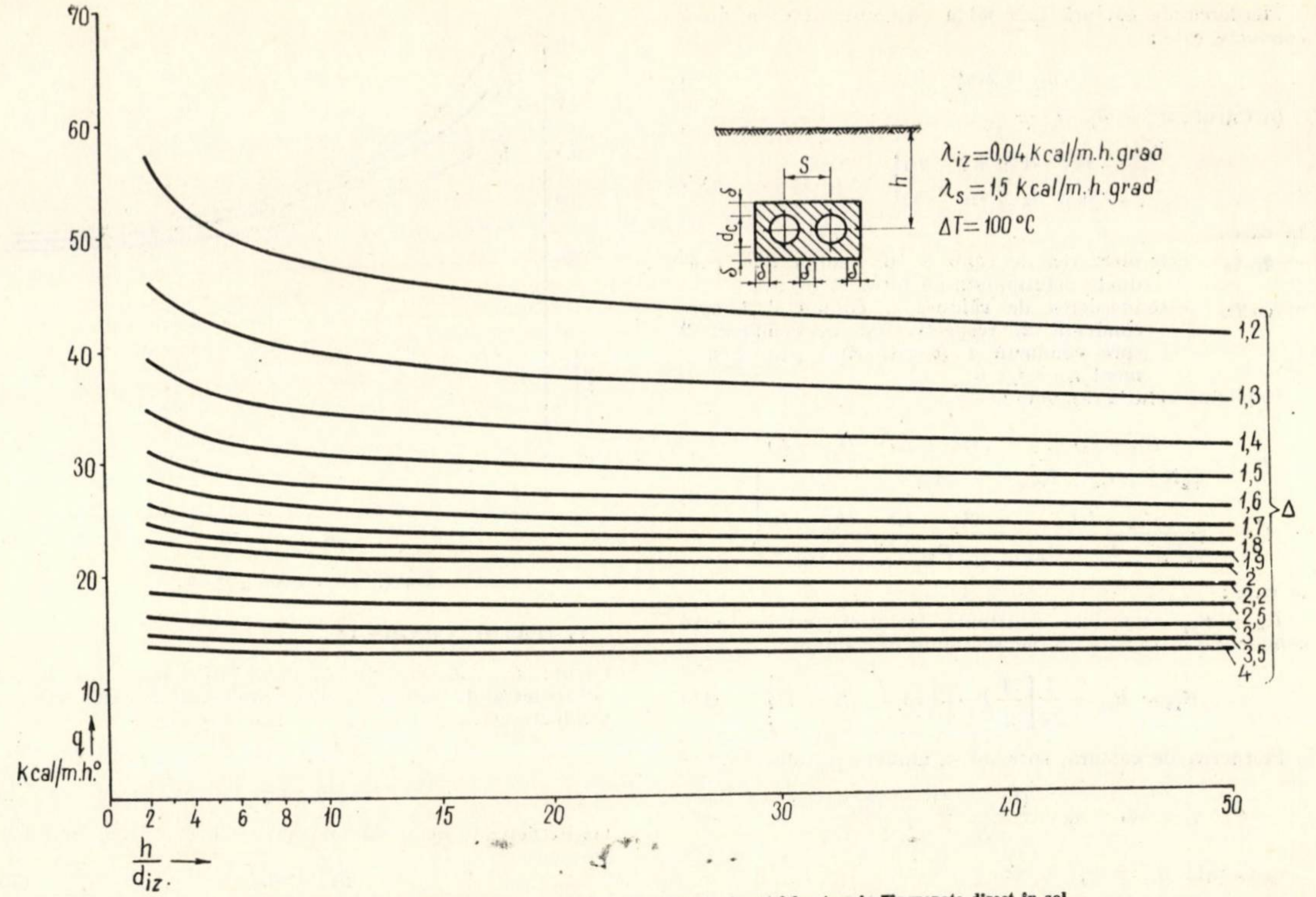


Fig. 2 – Abacă pentru determinarea pierderilor de căldură ale rețelelor termice îngropate direct în sol

izolate termic împreună cu acest material, luîndu-se în considerare valoarea $\lambda_{iz} = 0,08$ kcal/m.h.°C.

Exemplu de calcul nr. 1. Două conducte termice sînt izolate termic împreună și îngropate direct în sol. Se dă:

$d_{c1} = d_{c2} = 0,2$ m

$t_{c1} = t_{c2} = 100$°C

$t_s = 0$°C

$\lambda_{iz} = 0,08$ kcal/m.h.°C

$\lambda_s = 1,5$ kcal/m.h.°C

$s = 0,05$ m

$h = 0,9$ m

$\Delta = 1,5$

Utilizînd relațiile (5), (6) și (7) a rezultat o pierdere de căldură pentru o conductă:

$$q_1^{II} = \frac{100}{1,088 + 0,256 + 0,209} = \frac{100}{1,553} = 64,38 \text{ kcal/m.h}$$

iar pentru ambele conducte:

$$q_{t_2} = 2 \cdot q_1^{II} = 128,76 \text{ kcal/m.h.}$$

C. Optimizarea grosimii izolației termice

Alegerea grosimii celei mai economice a izolației termice se face astfel ca să se realizeze un minim de cheltuieli anuale raportate la un metru de conductă (sau ansamblu de conducte) izolată termic.

a) Cazul: *izolație de formă cilindrică*

1. Prețul de cost de deviz al izolației este dat în lei/m².

Cheltuielile anuale privind investiția corespunzătoare unui metru de conductă sau ansamblu de conducte sînt date de relația:

$$y = \pi\, d_{iz} \cdot a \cdot P_s$$

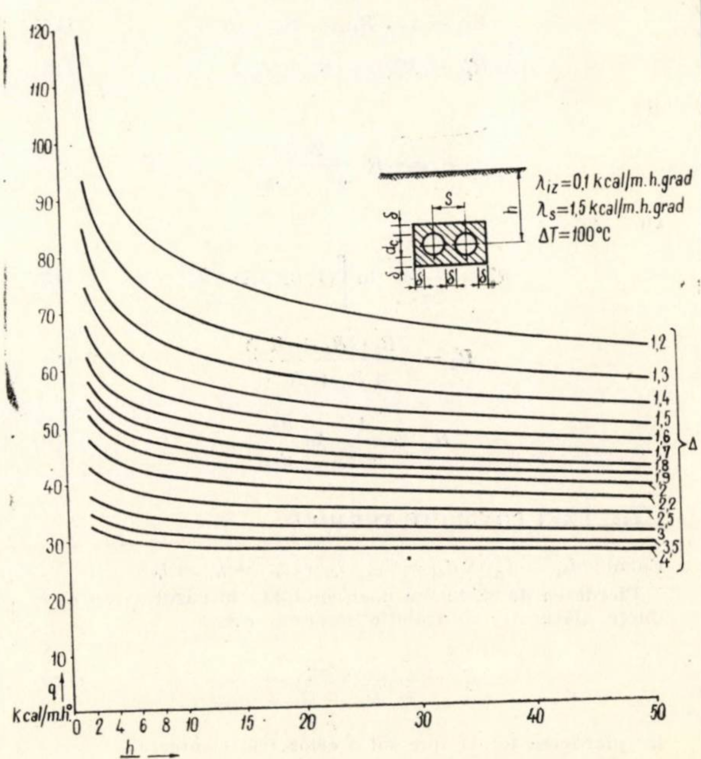


Fig. 3 – Abacă pentru determinarea pierderilor de căldură ale rețelelor termice îngropate direct în sol

unde :

a este cota privind amortizarea investiției și cheltuielile de reparare și întreținere a izolației ;

P_s — costul a 1 m² de izolație.

Cheltuielile anuale privind exploatarea — pierderile de căldură în cazul unei, două, trei sau patru conducte — cu izolație termică comună sînt date de relația :

$$x = \frac{n \cdot 2\pi \cdot \lambda_{iz} \cdot N \cdot \Delta t \cdot P_c}{\psi \ln \dfrac{d_{iz}}{d_c}} \tag{25}$$

în care :

n este numărul de conducte pozate alăturat și izolate împreună ;

N — numărul de ore de funcționare a rețelei (ore/an) ;

P_c — costul căldurii (lei/kcal) ;

ψ — coeficientul definit de următoarele relații :

— pentru o conductă :

$$\psi_1 = \left(1 + \frac{R_s}{R_{iz}}\right) \tag{26}$$

— pentru două conducte :

$$\psi_2 = \left(\varphi_2 + \frac{R_s}{R_{iz}} + \frac{R_{ms}}{R_{iz}}\right) \tag{27}$$

— pentru trei conducte :

$$\psi_3 = \left(\varphi_3 + \frac{R_s}{R_{iz}} + \frac{R_{ms}}{R_{iz}}\right) \tag{28}$$

— pentru patru conducte :

$$\psi_4 = \left(\varphi_4 + \frac{R_s}{R_{iz}} + \frac{R_{ms}}{R_{iz}}\right) \tag{29}$$

Derivînd, se obține :

$$\frac{d_y}{d\,(d_{iz})} = \pi \cdot a \cdot P_s \tag{30}$$

$$\frac{d_x}{d\,(d_{iz})} = \frac{n \cdot 2\pi \cdot \lambda_{iz} \cdot \Delta t \cdot N \cdot P_c \cdot \psi \cdot d_c}{d_c \cdot d_{iz} \cdot \psi^2 \cdot \ln^2\Delta} = \frac{n \cdot 2\pi \cdot \lambda_{iz} \cdot \Delta t \cdot N \cdot P_c}{d_c \cdot \Delta \cdot \ln^2\Delta \cdot \psi} \tag{31}$$

sau :

$$\pi \cdot a \cdot P_s = \frac{n \cdot 2\pi \cdot \lambda_{iz} \cdot \Delta t \cdot N \cdot P_c}{d_c \cdot \psi \cdot \Delta \cdot \ln^2\Delta} \tag{32}$$

sau :

$$\psi \cdot \Delta \cdot \ln^2\Delta = \frac{2n \cdot \lambda_{iz} \cdot \Delta t \cdot N \cdot P_c}{d_c \cdot a \cdot P_s} \tag{33}$$

în care :

$\psi = f(\Delta)$

Se notează factorul de exploatare :

$$E = \frac{2n\lambda_{iz} \cdot \Delta t \cdot N \cdot P_c}{d_c} \tag{34}$$

Pentru mai multe conducte cu temperaturi diferite ale suprafețelor lor exterioare : $E_t = \Sigma E_i$.

Factorul de investiții pentru un metru de conductă (sau ansamblu de conducte) este :

$$I = a \cdot P_s \tag{35}$$

Ținînd seama de relațiile (34) și (35), relația (33) devine :

$$\psi \cdot \Delta \cdot \ln^2\Delta = \frac{E}{J} \tag{36}$$

2. Prețul de cost de deviz al izolației este dat în lei/m³ sau lei/tonă.

Cheltuielile anuale privind investiția corespunzătoare unui metru de conductă sau ansamblu de conducte sînt :

$$y = \frac{\pi}{4}(d_{iz}^2 - d_c^2)a \cdot P_v \tag{37}$$

unde P_v este costul a 1 m³ de izolație.

Cheltuielile anuale privind exploatarea sînt date în relația (25).

Derivînd relația (37), se obține :

$$\frac{d_y}{d\,(d_{iz})} = \frac{\pi}{2} \cdot a \cdot P_v \cdot d_{iz} \tag{38}$$

Egalizînd relațiile (38) și (31) :

$$\frac{\pi}{2} \cdot a \cdot P_v \cdot d_{iz} = \frac{n \cdot 2\,\pi \cdot \lambda_{iz} \cdot \Delta t \cdot N \cdot P_c}{d_c \cdot \psi \cdot \Delta \cdot \ln^2\Delta} \tag{39}$$

sau :

$$\psi \cdot \Delta^2 \cdot \ln^2\Delta = \frac{4n\lambda_{iz} \cdot \Delta t \cdot N \cdot P_c}{d_c^2 \cdot a \cdot P_v} \tag{40}$$

Notînd :

$$E' = \frac{4n\lambda_{iz} \cdot \Delta t \cdot N \cdot P_c}{d_c^2} \tag{41}$$

și :

$$I' = a \cdot P_v \tag{42}$$

iar relația (40), devine :

$$\psi \cdot \Delta^2 \cdot \ln^2\Delta = \frac{E'}{I'} \tag{43}$$

b) Cazul : *izolație de formă dreptunghiulară*

Relația (36) devine :

$$\psi'\,(1{,}073 \cdot \Delta)^2 \ln^2 (1{,}073 \cdot \Delta) = \frac{E}{I} \tag{44}$$

iar relația (43) devine :

$$\psi'\,(1{,}073 \cdot \Delta)^2 \cdot \ln^2(1{,}073 \cdot \Delta) = \frac{E'}{I'}. \tag{45}$$

Calculul grosimii optime a izolației termice cu ajutorul calculatorului electronic „Olivetti Programma 101”

Calculul grosimii optime a izolației termice este un calcul laborios. Din acest motiv s-a recurs la un calculator electronic aflat la dispoziție : „Olivetti Programma 101”.

În vederea programării optimizării grosimii izolației termice a rețelelor îngropate direct în sol s-a întocmit următoarea schemă de calcul.

Se utilizează relația :

$$\Delta \cdot \ln^2 \Delta = \frac{E}{I \cdot \psi}$$

1. Se calculează factorul de exploatare :

$$E = \frac{2n\pi\lambda_{iz} \cdot \Delta t . N \cdot P_c}{d_c}$$

2. Se calculează factorul de investiții :

$$I = a \cdot P_s$$

$$P_s = f\,(\Delta)$$

3. Se calculează φ^{I} pentru Δ_1 adoptat inițial sau se ia valoarea din figura 1.

În cazul a două conducte, φ_2 se calculează cu relația (7) sau se ia valoarea din următorul tabel :

Δ	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,2	2,5	3,0	3,5	4,0
φ_2	1,4	1,379	1,360	1,344	1,334	1,324	1,314	1,305	1,297	1,282	1,267	1,235	1,206	1,183

— Calculul lui ξ_m

$$\xi_m = \frac{R_m}{R_{iz}} = \frac{\lambda_{iz} \cdot \ln \frac{4h}{d_c}}{\lambda_s \cdot \ln \Delta}$$

— Calculul lui ξ_{ms}

$$\xi_{ms} = \frac{R_{ms}}{R_{iz}} = \frac{\lambda_{iz} \cdot \ln \frac{2h}{s}}{\lambda_s \cdot \ln \Delta}$$

— Calculul lui ψ^{I}

$$\psi^{\mathrm{I}} = \varphi^{\mathrm{I}} + \xi_m^{\mathrm{I}} + \xi_{ms}^{\mathrm{I}}$$

4. Se calculează expresia:

$$\frac{E}{I \cdot \psi^{\mathrm{I}}}$$

5. Cunoscînd că:

$$\Delta_2 \ln^2 \Delta_2 = \frac{E}{I \cdot \psi^{\mathrm{I}}}$$

se află Δ_2.

6. Se calculează d_{iz_2}:

$$d_{iz_2} = d_c \cdot \Delta_2 .$$

7. Se calculează:

$$| d_{iz_2} - d_{iz_1} | \leqslant 0{,}01$$

8. În cazul cînd se respectă condiţia de mai sus (precizia impusă), se calculează grosimea izolaţiei termice cu relaţia:

$$\delta = \frac{d_c}{2} \cdot (\Delta - 1).$$

Această grosime este cea optimă.

9. În cazul cînd nu se respectă condiţia de precizie impusă, se repetă calculul începînd de la punctul 2 pentru Δ_2 (deci pentru valori noi: I_2, ψ^{II}), pînă la îndeplinirea condiţiei:

$$| d_{i+1} - d_i | \leqslant 0{,}01.$$

Din cauza capacităţii mici a calculatorului aflat la dispoziţie, programul a fost întocmit pe două cartele magnetice. S-a calculat apoi grosimea optimă a izolaţiei termice pentru diferite cazuri întîlnite în activitatea practică.

Exemplu de calcul nr. 2. Două conducte termice, avînd caracteristicile de montaj din exemplul nr. 1, sînt îngropate direct în sol. Se mai dau, suplimentar, următoarele date:

N = 1 480 ore de funcţionare anuală a reţelei termice;
P_c = 55 lei/G.cal;
γ = 0,750 t/m^3 pentru bitum pulverulent;
P_v = 700 lei/tonă bitum pulverulent pus în operă.

Optimizarea grosimii izolaţiei termice se face cu ajutorul relaţiilor şi al schemei de calcul arătate mai înainte. Prin cinci iteraţii succesive se obţine: grosimea optimă a izolaţiei termice este de 12 cm.

Bibliografie

[1] BOGOS T. C.: *Determinarea pierderilor de căldură la reţelele termice îngropate. Ipoteze de calcul.* Comunicare la Simpozion CNIT — 15 oct. 1966, Iaşi.

[2] BOGOS T. C.: *Determinarea pierderilor de căldură ale reţelelor termice îngropate direct în sol. Studiu teoretic.* Comunicare la sesiunea ştiinţifică a Institutului politehnic Iaşi, septembrie 1967.

[3] BOGOS T. C.: *Determination des pertes calorifiques des reseaux thermiques enterrés (étude théorique et experimentale).* Chauffage, ventilation, conditionnement nr. 9 şi 10, 1968.

[4] BOGOS T. C.: *Bestimmung des Wärmeverlustes zweier direkt in der Erde verlegten thermischen Leitungen mit Hilfe eines analogischen Rechnungsgerates.* Stadt- und Gebäudetechnik — Heizung, Lüftung, nr. 10, 1969.

[5] DIMITRIU-VÎLCEA E. ş.a.: *Elemente de izolare a conductelor de termoficare îngropate direct în pămînt cu beton celular autoclavizat (spumos) cu vată minerală.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 1, 1968.

[6] IVERNEL A. ş.a.: *Représentations analogiques et homologiques dans les techniques de la chaleur.* Ed. Dunod, Paris, 1965.

[7] LEONĂCHESCU N.: *Contribuţii la studiul propagării căldurii prin sol.* Teză de doctorat. Institutul politehnic Bucureşti, 1967.

[8] STANCU A. ş.a.: *Izolarea cu produs bituminos pulverulent a conductelor de termoficare pozate direct în pămînt.* Comunicare la Sesiunea ştiinţifică a I.C.P.M.C., Bucureşti, 1966.

[9] VIDAL J.: *Détermination des pertes calorifiques dans les canalisations enterrées.* Bruxelles, Ed. SIC, 1962.

TEHNICA VIBRĂRII LA MECANIZAREA LUCRĂRILOR DE CONSTRUCŢII

Ing. Ioan Bărdescu
TRUSTUL DE MECANIZARE BUCUREŞTI

Cele mai multe din utilajele de construcţii vibratoare realizate pînă acum şi-au dovedit în practică superioritatea faţă de utilajele tradiţionale. Mai mult decît atît, ca o consecinţă a realizării acestor utilaje s-au născut tehnologii noi pentru executarea mecanizată a unor lucrări de construcţii.

În scopul formării unei idei generale despre felul cum este folosită tehnica vibrării la mecanizarea lucrărilor de construcţii, se prezintă o serie de utilaje vibratoare grupate pe categoriile de lucrări pe care le execută.

I. Compactarea pămîntului

În ultimul timp, importanţa utilajelor de compactat pămîntul cu acţiune statică a scăzut în mare măsură, deoarece ele obţin rezultate bune numai pe suprafaţa pămîntului şi în apropierea acesteia. Acţiunea utilajelor vibratoare de compactat se produce în straturi mai adînci. Din această cauză, tehnologia corectă de executare a lucrărilor de compactare a pămîntului, în special la cele de volum mare, impune folosirea utilajelor vibratoare pentru compactarea în adîncime şi finisarea suprafeţei pămîntului cu utilaje cu acţiune statică. Utilajele vibratoare pot compacta cu mare randament pămînturi necoezive sau slab coezive, piatră spartă, îmbrăcăminţi rutiere din beton de ciment sau din beton asfaltic ş.a. Rezultatele compactării depind de mai mulţi factori, dintre care cei mai importanţi sînt : natura materialului, mărimea granulelor şi umiditatea.

Din punct de vedere constructiv, utilajele de compactat vibratoare se împart în : rulouri, cilindri compactori, maiuri şi plăci.

Ruloul vibrator este tractat şi se mai numeşte şi tăvălug. După felul suprafeţei sale, el poate fi întîlnit în trei variante constructive : neted, cu crampoane şi pe pneuri.

Ruloul vibrator neted (fig. 1) este folosit pentru compactarea suprafeţelor mari de pămînt, în special la construcţiile de drumuri interioare de şantier, la terasamentele de căi ferate şi căi de rulare a macaralelor turn, platforme de depozitare ş.a. Greutatea lor variază de la 4 la 15 t, efectul de compactare în adîncime ajunge pînă la 50 cm, iar pentru anumite granulaţii ale pămîntului chiar pînă la 70 cm. Generatorul de vibraţii este în general mecanic de tip cu excentrice. El este amplasat în interiorul tamburului şi acţionat de la un motor cu ardere internă montat pe cadrul ruloului, prin intermediul unei transmisii cu lanţ sau al unei curele trapezoidale. Puterea tractorului necesar tractării se stabileşte în funcţie de greutatea ruloului. Reglarea turaţiei motorului se face de către tractorist din cabină cu ajutorul unui cablu, astfel încît nu este nevoie de un al doilea conducător pentru deservirea ruloului vibrator ; un cuplaj centrifugal cuplează generatorul de vibraţii la depăşirea unei anumite turaţii a motorului sau îl decuplează la turaţii mici.

Ruloul vibrator cu crampoane (fig. 2) se foloseşte cu bune rezultate la compactarea pămînturilor coezive şi cu umiditate mare, la baraje de pămînt, umpluturi, ramblee ş.a. Acest tip de rulou lucrează cu o frecvenţă înaltă, fapt care determină ca la ieşirea crampoanelor din pămînt, acestea să fie curate. Cele mai multe construcţii permit ca, la nevoie, valţul vibrator

Fig. 1 – Rulou vibrator neted

Fig. 2 – Rulou vibrator cu crampoane

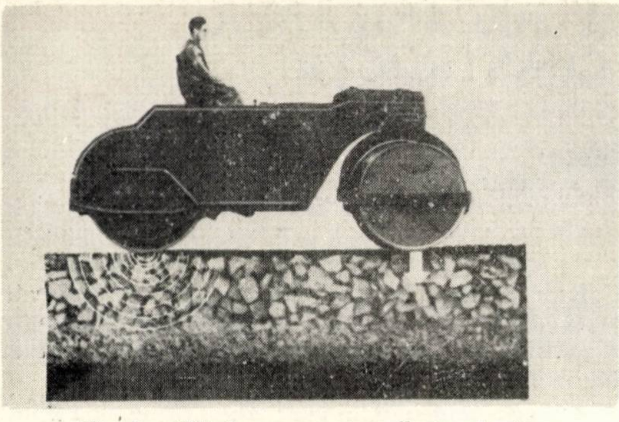


Fig. 3 – Cilindru compactor vibrator tandem

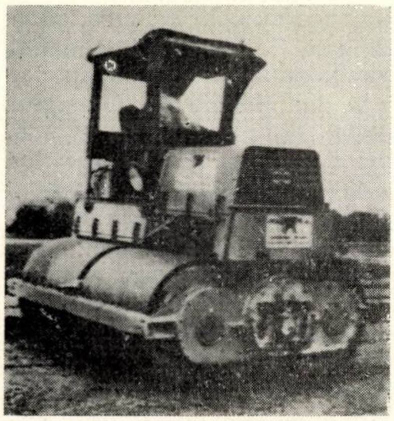


Fig. 4 – Cilindru vibrator cu dublă vibrație

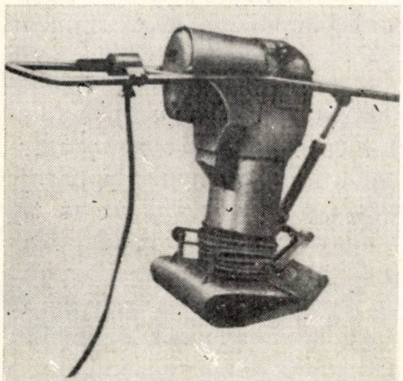
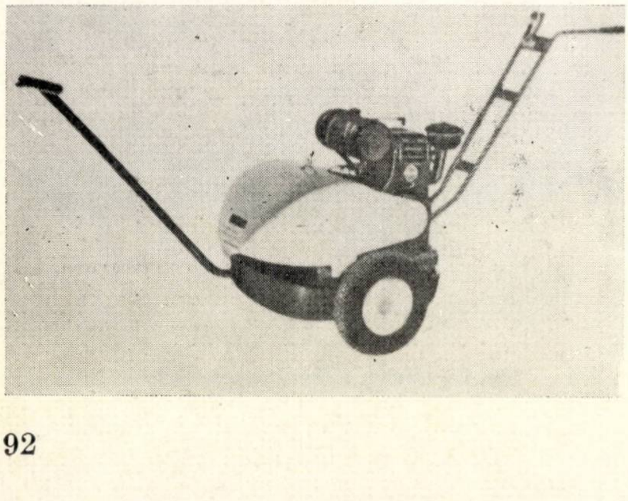


Fig. 5 – Mai vibrator

Fig. 6 – Placă vibratoare



cu crampoane să fie demontat de la cadru chiar pe șantier și înlocuit cu un valț neted.

Dacă se dispune de un tractor cu o putere mai mare, rulourile vibratoare, atît cele netede, cît și cele cu crampoane se pot cupla cîte două sau trei, lucrînd în acest fel cu productivitate mai mare.

Ruloul vibrator pe pneuri este de o construcție asemănătoare celorlalte rulouri, folosindu-se în general pentru compactarea pămîntului și a betonului asfaltic la lucrările hidrotehnice și de drumuri. Profilul pneurilor folosite pentru pămînt este bombat și cu proeminențe, iar pentru beton asfaltic, lat și neted.

Cilindrul compactor vibrator este autodeplasabil și realizat în construcție cu două valțuri (tandem) sau cu trei valțuri (triplex), avînd unul, respectiv două valțuri vibratoare, valțul de direcție fiind static.

Cilindrul compactor vibrator tandem (fig. 3) se întrebuințează, de altfel ca și cel triplex, la compactarea tuturor materialelor folosite la construirea infrastructurii drumurilor și îmbrăcăminților rutiere, la aerodromuri, diguri, platforme de piatră spartă ș.a. El realizează compactarea unor straturi adînci într-un număr redus de treceri. La prima trecere se poate obține chiar 75—80% din efectul de compactare dorit. Generatorul de vibrații, în general de tipul cu excentrice, se plasează în interiorul valțului vibrator și este acționat de la motor printr-o transmisie mecanică, iar la construcțiile moderne printr-o transmisie hidraulică. Prin decuplarea generatorului de vibrații poate lucra ca cilindru compactor static, indicat la primele două treceri, pentru a înlătura pericolul de a se forma valuri.

La rulourile vibratoare se poate modifica frecvența, iar la cele de construcție recentă se poate modifica și amplitudinea. Modificarea frecvenței este determinată de necesitatea ca frecvența utilajului să fie apropiată de frecvența proprie a masei puse în mișcare (ansamblul pămînt-utilaj), iar modificarea amplitudinii este determinată de natura terenului; la un teren cu un conținut mai mare de argilă este necesară o amplitudine mai mare.

Se mai folosește și un tip de cilindru compactor vibrator cu un singur valț, care este condus manual și este destinat pentru lucrări mici de compactare, ca: alei, drumuri interioare, piste sportive, trotuare, asfalt, lucrări de reparații la străzi etc. Efectul de compactare în adîncime este de 10—20 cm.

În ultimul timp s-a realizat *un cilindru compactor vibrator cu dublă vibrație* (fig. 4), care este o construcție sistem tandem cu două sau patru valțuri motoare montate două cîte două coaxial, toate fiind motoare și vibratoare. Cei doi arbori pe care sînt montate generatoarele de vibrații sînt sincronizați și puși în mișcare în același sens printr-o curea sau un lanț de transmisie. Masele vibratoare sînt așezate de calat cu 180° și din această cauză se obține următorul efect : cînd forțele perturbatoare sînt verticale, un valț (respectiv o pereche) este ridicat de la suparafața de compactat datorită forței centrifuge orientate în sus, iar celălalt valț lovește pămîntul datorită forței centrifuge orientate în jos ; un rulou este totdeauna în contact cu terenul. Cînd forțele perturbatoare sînt orizontale, ele sînt de sensuri contrare și se anulează. La mijlocul șasiului, forța perturbatoare rezultantă este teoretic nulă ; aici se așază motorul și scaunul conducătorului spre a fi feriți de acțiunea vibrațiilor. Periodicitatea forței perturbatoare este de două ori mai mare față de cea a sistemului cu simplă vibrație și ca urmare compactarea este mai bună și uniformă.

Maiul vibrator (fig. 5) este un utilaj de compactat prin vibrare la care funcționarea se bazează pe forța de inerție dezvoltată de o masă în mișcare de du-te-vino. Din această cauză el se mai numește și mai inerțial. Este acționat de un motor electric sau cu explozie, greutatea variază între 20 și 200 kg și compactează straturi de pămînt de 15—50 cm. Se folosește la compactarea volumelor mici în spații înguste, în șanțuri pentru pozarea conductelor, fundații de mașini, stîlpi, pavaje ș.a. Se deosebește de maiul mecanic prin frecvența ridicată de 400—600 vibr./min.

Placa vibratoare (fig. 6) se folosește pentru compactarea suprafețelor nivelate și poate lucra, atît individual, cît și cuplată în paralel cu alte plăci. Cînd lucrează izolat se folosește pentru compactarea în locuri greu accesibile, la fundații înguste de construcții și utilaj tehnologic, șanțuri pentru pozarea conductelor de alimentări de apă, canalizări, gaz, la hale industriale, în pămînturi necoezive, nisip, pietriș, piatră spartă și în loessuri. Forma plăcii este în general dreptunghiulară, latura mare putînd ajunge pînă la 150 cm. Greutatea variază între 30 și 8000 kg și, în funcție de aceasta, și de forța perturbatoare. Efectul de compactare în adîncime este de 10—70 cm. Generatoarele de vibrații sînt în general de tipuri cu excentrice și produc vibrații cu frecvențe variind între 1500—4500 vibr./min.

După modul de deplasare, plăcile pot fi : manuale, autodeplasabile, purtate și suspendate. Cele manuale sînt în general de construcție ușoară și se folosesc la lucrări de volume mici și suprafețe reduse. Plăcile vibratoare autodeplasabile sînt cele mai răspîndite, iar deplasarea lor se datorește înclinării planului de acționare a forței perturbatoare. Pentru transportarea pe distanțe scurte, acest tip de placă vibratoare este prevăzută cu un echipament de transport care constă din două roți de cauciuc și un mîner.

Recent s-a realizat o *placă vibratoare-pășitoare* (fig. 7), care este prevăzută cu un sistem pășitor de deplasare pe distanțe mici, care îi permite să poată trece peste obstacole scurte, șine, șanțuri, borduri, să lucreze pe un teren în pante și să se poată autoîncărca în camion sau remorcă sau chiar în vagoane de cale ferată, fără a folosi vreun mijloc de ridicat. În timpul lucrului, tălpile sistemului pășitor de deplasare sînt ridicate.

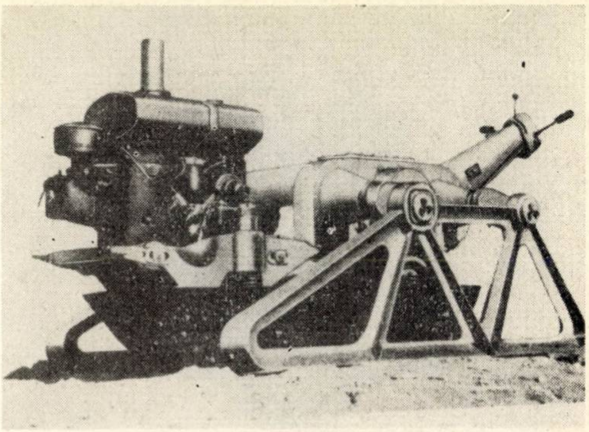


Fig. 7 — Placă vibratoare-pășitoare

Pentru înlăturarea efortului uman de conducere a plăcii, pentru mărirea domeniului de folosire și pentru mărirea productivității la compactare se utilizează plăci cuplate în paralel, fie de construcție individuală, fie din cele

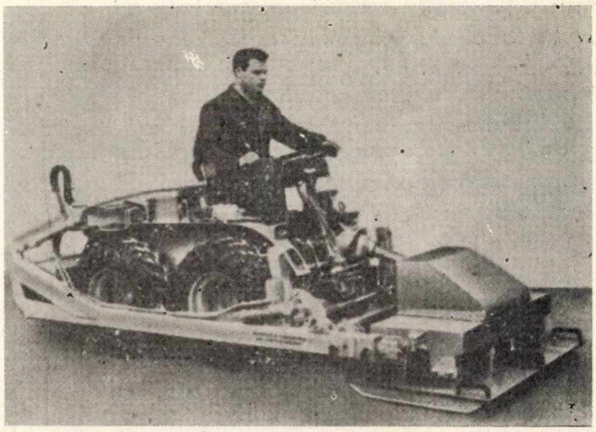


Fig. 8 — Două plăci vibratoare cuplate și purtate de un tractor

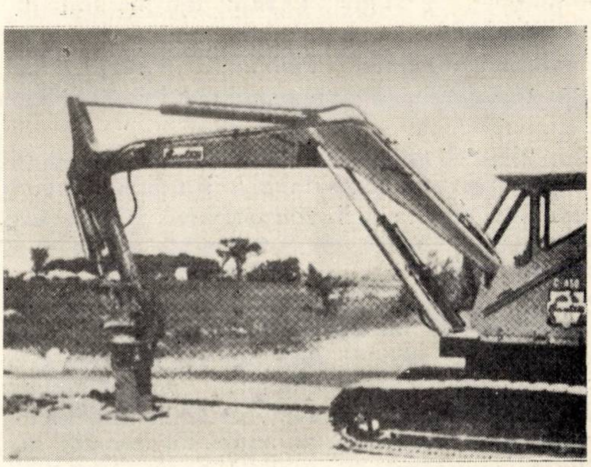


Fig. 9 — Placă vibratoare atașată la excavator

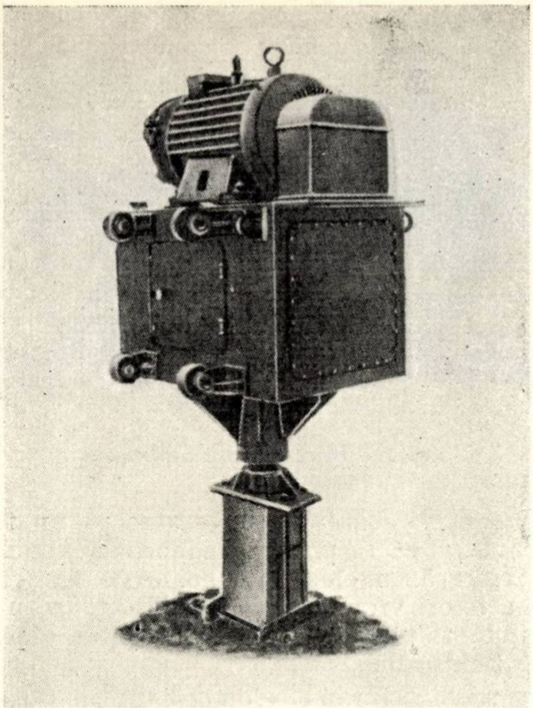


Fig. 10 — Vibroînfigător cu acţionare în grup şi dispozitiv de prindere mecanic la pilot, sistem con cu autofixare

montate pe un cadru în faţa unui tractor pe pneuri sau pe şenile. În figura 8 se arată două plăci vibratoare cuplate şi purtate de un tractor pe roţi cu pneuri.

S-a realizat şi o construcţie specială de placă vibratoare fixată în locul cupei de săpat la un excavator (fig. 9). În acest caz, transmisia mişcării la generatorul de vibraţii se face hidraulic. Dimensiunile suprafeţei acestei plăci vibratoare sînt de 50 × 100 cm, iar frecvenţa de 2000 vibr./min.

Menţionăm şi o construcţie specială de placă vibratoare grea, acţionată de un motor cu ardere internă de mare putere, suspendată la un excavator cu echipament de macara, cu ajutorul căruia poate fi mutată de la o poziţie de lucru la alta. Efectul compactării în adîncime ajunge pînă la 2 m. Această placă se foloseşte pentru compactarea volumelor mari de pămînt, la diguri, baraje, lucrări hidrotehnice şi altele.

II. Fundarea în adîncime

În ultimii ani, unul dintre cele mai răspîndite moduri de executare a fundaţiilor la lucrări de construcţii industriale, hidroenergetice, poduri, drumuri, construcţii de protecţie împotriva apei ş.a. a devenit fundarea pe piloţi. Un volum important din acestea îl constituie piloţii prefabricaţi din beton armat. O parte din aceştia se înfig în pămînturi nisipoase saturate cu apă prin vibrare cu ajutorul vibroînfigătoarelor sau în pămînturi nisipoase cu un conţinut mare de argilă, prin vibrare şi lovire cu ajutorul berbecului vibrator. Sub acţiunea vibraţiilor, forţele de frecare dintre piloţi şi pămînt se reduc foarte mult.

Apariţia acestor utilaje vibratoare a determinat folosirea lor şi la alte lucrări, cum ar fi : înfigerea şi extragerea palplanşelor la construcţia batardourilor sau cuvelor de fundaţii, înfigerea şi extragerea tuburilor metalice, la executarea piloţilor foraţi sau a ţevilor metalice, la executarea lucrărilor de consolidare a fundaţiilor prin injectări ş.a.

Vibroînfigătorul are ca părţi principale : generatorul de vibraţii, în general unidirecţional, un motor electric pentru acţionarea în grup sau mai multe motoare electrice pentru acţionarea individuală şi dispozitivul de prindere în capul pilotului. Dispozitivul de prindere poate fi mecanic sau hidraulic acţionat manual şi hidraulic sau pneumatic acţionat de la distanţă. La dispozitivul mecanic şi hidraulic acţionat manual este necesar un echipament de ghidare în timpul lucrului, care poate fi o lumînare montată pe un excavator sau un şasiu special. Dispozitivul de prindere hidraulic, acţionat de la distanţă de la un pupitru de comandă, permite fixarea şi eliberarea vibroînfigătorului de pilot în orice fază de afundare sau extragere a acestuia şi poate lucra fără echipament de ghidare. În figura 10 se arată un vibroînfigător cu un singur electromotor care antrenează două perechi de excentrice, avînd un dispozitiv de prindere mecanic la capătul de sus al pilotului, sistem con cu autofixare. Se mai observă că pe faţa dinspre lumînare sînt montate patru role de ghidare. Figura 11 reprezintă un vibroînfigător cu două electromotoare sincronizate, avînd dispozitiv de prindere mecanic la palplanşe tip Larssen IV.

Din punct de vedere constructiv, vibroînfigătorul poate fi cu *fixare rigidă a motorului electric* pe carcasa utilajului (sistem cu o masă de vibrare) sau cu *fixare elastică a motorului electric* (sistem cu două mase în vibrare).

La noi în ţară s-au realizat vibroînfigătoare la care generatorul de vibraţii este unidirecţional, anarmonic, funcţionînd pe principiul autosincronizării electrice.

Pentru folosirea metodei de înfigere prin vibrare şi în pămînturi coezive s-a realizat berbecul vibrator denumit şi vibropercutor sau vibrociocan, care imprimă elementului de construcţie (pilot sau palplanşe) vibraţii unidirecţionale combinate cu percuţii. La nevoie, blocîndu-se percutorul, utilajul poate lucra numai prin vibrare.

Unele tipuri constructive de vibroînfigătoare pot fi folosite şi la extragerea piloţilor şi în special a palplanşelor. Mai eficace pentru această extragere este folosirea berbecului vibrator, care produce şocuri dirijate în sus. Se realizează şi variante de construcţii speciale, numite vibroextractoare, care dispun de o frecvenţă ridicată faţă de cea a vibroînfigătoarelor. Piloţii sau palplanşele se extrag după o vibrare iniţială de cca 1—2 minute, cu un efort static redus cu 80% față de cel fără vibrare. Cînd elementele se extrag cu vibratorul în funcțiune de către o macara, între brațul macaralei și vibroextractor se montează un amortizor de vibrații pentru a se evita transmiterea vibrațiilor la macara.

Dintre avantajele obținute la înfigerea și extragerea elementelor de construcții prin vibrare putem arăta : execuție rapidă, mai puțin zgomot, se poate lucra în apropierea zonelor construite, se păstrează integritatea piloților, cost redus ș.a.

Metoda de vibrare la lucrările de fundare în adîncime se mai întrebuințează și la executarea forajelor cu un diametru mare pentru înfigerea și extragerea țevilor metalice tubulare, la înfigerea coloanelor formate din tuburi de beton armat cu pereți subțiri, la introducerea în pămînturi nisipoase puternic saturate cu apă a ancorajelor supuse la presiunea apei subterane și care sînt solicitate ulterior la întindere cu ajutorul vibratoarelor de cufundare, la metoda de compactare în adîncime a pămînturilor slabe saturate cu apă cu ajutorul piloților de nisip, la înfigerea și extragerea țevilor de injecție folosite pentru consolidarea pămînturilor de fundații, la extragerea filtrelor aciculare folosite pentru scăderea nivelului apelor subterane, la înfigerea și extragerea liderului mecanic pentru executarea găurilor de stîlpi electrici și pentru împrejmuiri, la executarea prizelor de pămînt electrice adînci, la efectuarea forajelor geotehnice și de recoltarea probelor etc.

III. Compactarea amestecului de beton

La punerea în operă a betonului, factorul hotărîtor îl constituie compactarea lui mecanică. Dintre metodele folosite, cea mai largă răspîndire a căpătat-o vibrarea. În acest scop s-au realizat diferite tipuri constructive de utilaje vibratoare, care folosesc una din următoarele forme de energie : mecanică (motoare cu explozie), electrică, pneumatică sau hidraulică. Din motive practice și economice s-au impus în special vibratoarele electromecanice. După modul de transmitere a vibrațiilor de la utilajul vibrator la betonul de compactat se folosesc : vibratoare de interior, vibratoare de exterior, mese vibrante, grinzi și rigle vibrante.

Vibratorul de interior, denumit și vibrator de adîncime sau pervibrator, se întîlnește în multe variante constructive. După felul cum se face legătura cu motorul, vibratoarele de interior pot fi împărțite în : vibrator cu ax flexibil și vibrator cu tijă rigidă ; după poziția motorului : cu motor separat, cu motor în capătul tijei rigide sau cu motor înglobat în butelie. Ca generatoare de vibrații se folosesc sisteme mecanice și electromecanice de tip cu excentrice (cu paliere portante) și de tip planetar (fără paliere portante) ; pneumatice și hidraulice. Dintre acestea, vibratoarele electromecanice dau posibilitatea de a se obține forțe perturbatoare mai mari. În ceea ce privește frecvența de vibrare, vibratoarele folosite sînt cu simplă frecvență sau cu dublă frecvență. Vibratoarele cu generatoare de vibrații cu dublă frecvență se folosesc în special pentru compactarea amestecului de beton vîrtos.

Tendințele constructive din ultima vreme sînt în general următoarele : mărirea frecvenței, care ajunge la vibratoarele electromecanice pînă la 20 000 vibr./min, iar la cele pneumatice pînă la 65 000 vibr./min și evitarea din ce în ce mai mult a axului flexibil. În acest scop se utilizează generatorul de vibrații de tip planetar cu un grup vibrator compus din transformatorul de frecvență a curentului și transfor-

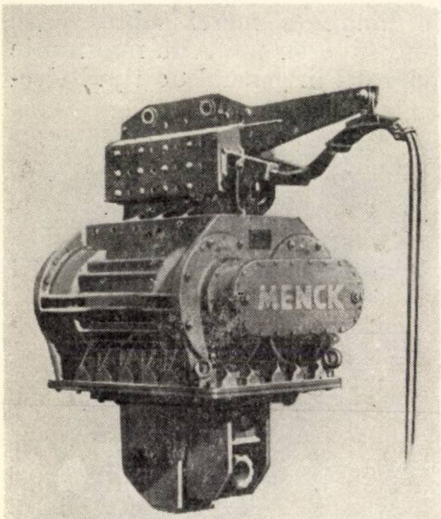


Fig. 11 — Vibroînfigător cu acționare individuală și dispozitiv de prindere mecanic la palplanșe

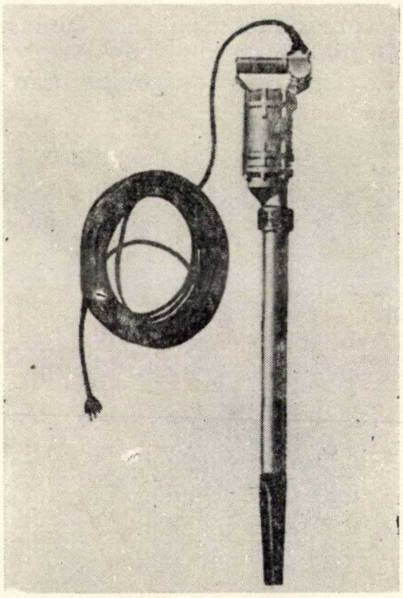


Fig. 12 — Vibrator de interior cu motor în capul tijei rigide

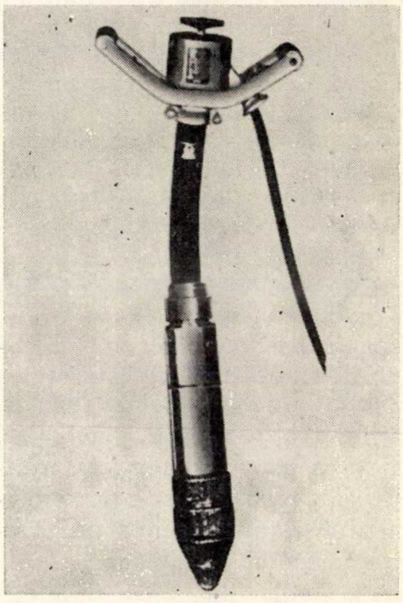


Fig. 13 — Vibrator de interior cu motor încorporat în butelie

matorul de tensiune, la care poate fi conectat, fie un vibrator cu ax flexibil de înaltă frecvență, fie un vibrator avînd motorul electric înglobat în butelie. Ca avantaje, la acest procedeu se remarcă folosirea tensiunii joase de protecție contra electrocutării și întrebuințarea puterii motorului fără pierderi.

Vibratorul cu excentrice poate realiza o frecvență relativ redusă din cauza posibilității limitate de încărcare a rulmenților. La vibratorul de tip planetar, axul se rotește cu turația motorului de antrenare, iar mărirea frecvenței se obține automat în interiorul buteliei, fără nici un alt mecanism. Frecvența poate crește oricît, deoarece lipsesc palierele portante. Vibratorul pneumatic este mai sigur în exploatare, avînd o construcție simplă, greutate redusă și rezistență mare la uzură ; lipsește pericolul electrocutării. Se folosește în special la compactarea unor betoane vîrtoase și semivîrtoase. Un neajuns al vibratorului pneumatic este acela că este legat de existența unei rețele de aer comprimat avînd o presiune de 6—6,5 atm. Vibratorul de interior cu motor în capul tijei rigide (fig. 12) este ușor de manevrat și indicat pentru lucrări de betoane turnate în tipare. Vibratorul de interior cu motorul încorporat în butelie (fig. 13) are motorul electric bobinat pentru a primi curent de înaltă frecvență de 150—200 Hz produs de un convertizor de frecvență. În ultimul timp, acest tip de vibrator s-a răspîndit datorită faptului că se construiește și cu butelie, avînd diametrul redus de 50 și chiar 20 mm. Are o serie de avantaje datorite îmbunătățirii manevrabilității, siguranței și duratei de funcționare, precum și reducerii substanțiale a transmiterii vibrațiilor la mîna muncitorului.

Pentru o tehnologie continuă de betonare a unor lucrări de volum mare în construcții hidrotehnice, spre exemplu, s-a realizat o mașină de dimensiuni mici pe șenile comandată de obicei de la distanță. Mașina este dotată cu o lamă de buldozer și cu un cadru de care este suspendat un grup de vibratoare de interior (în general, 3 buc). În acest fel, betonul este nivelat într-un strat de 40—45 cm și totodată compactat prin vibrare.

Vibratorul de exterior este folosit, atît ca *vibrator de suprafață*, avînd o importanță deosebită în obținerea suprafețelor netede ale betoanelor turnate la planșee, pardoseli, plăci, alei, cît și ca *vibrator de cofraj*, aplicat pe tipare la executarea elementelor prefabricate de diferite forme și dimensiuni.

Vibrațiile mecanice produse de generatoarele de vibrații se transmit betonului prin intermediul plăcii (la vibratoarele de suprafață) sau prin intermediul tiparului (la vibratoarele de cofraj). La cofrajele de lemn, vibrațiile se amortizează mai repede și din această cauză distanța dintre vibratoare trebuie să fie mai mică. Armătura are o influență favorabilă asupra gradului de compactare. Vibratoarele de cofraj se fixează cu dispozitive de prindere rapidă, pentru a putea fi îndepărtate cu ușurință.

În figura 14 se prezintă un vibrator de suprafață proiectat pentru a fi utilizat împreună cu vibratorul standard de interior cu ax flexibil ; asamblarea este demontabilă și se execută rapid și simplu. Același sistem constructiv este arătat și în figura 15, numai că în acest caz este fixat un vibrator standard de cofraj.

Generatoarele de vibrații folosite la vibratoarele exterioare sînt electromecanice de tip cu excentrice, planetare, pneumatice, electromagnetice sau hidraulice. Vibratoarele electromagnetice au avantajul că nu folosesc paliere sau excentrice, au un consum redus de energie, iar amplitudinea li se poate regla ușor. În figura 16 se prezintă un vibrator hidraulic de cofraj. Vibratoarele hidraulice, în comparație cu cele pneumatice, au o construcție mai compactă, masă mai mică și durabilitate mai mare ; ele transmit mai eficient energia de la vibrator la beton.

Masa vibrantă (fig. 17) este un utilaj folosit pentru compactarea exterioară a betonului turnat în tipare. El este utilizat, atît ca utilaj individual, cît și ca parte componentă a unei mașini speciale care produce elemente prefabricate, ca : plăci, pavele, borduri, rigole, trepte pentru scări, blocuri pline sau cu goluri pentru planșee, canale de cabluri ș.a. Unele tipuri de mașini pentru executarea acestor elemente au un procedeu de lucru combinat de vibrare cu presare hidraulică.

În funcție de lungimea mesei vibrante se fixează sub platoul superior unul sau mai multe generatoare de vibrații în general de tipul elec-

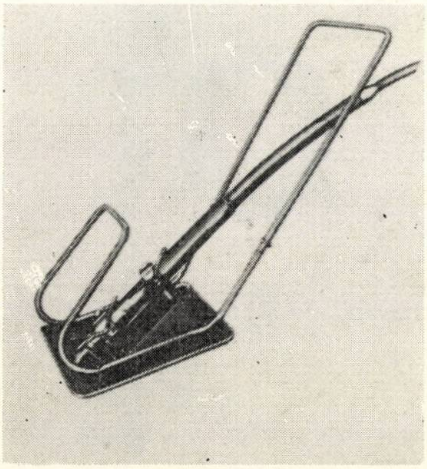


Fig. 14 — Vibrator de suprafață ; placă la care se asamblează demontabil un vibrator standard de interior

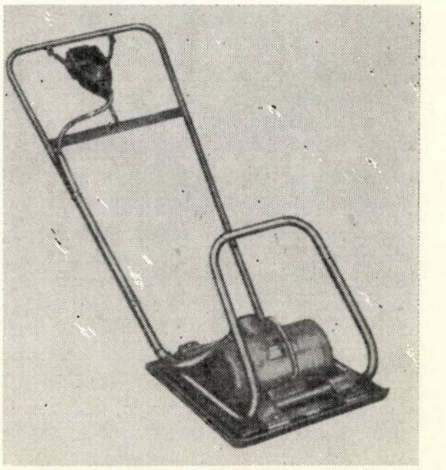


Fig. 15 — Vibrator de suprafață ; placă la care se asamblează demontabil un vibrator standard de cofraj

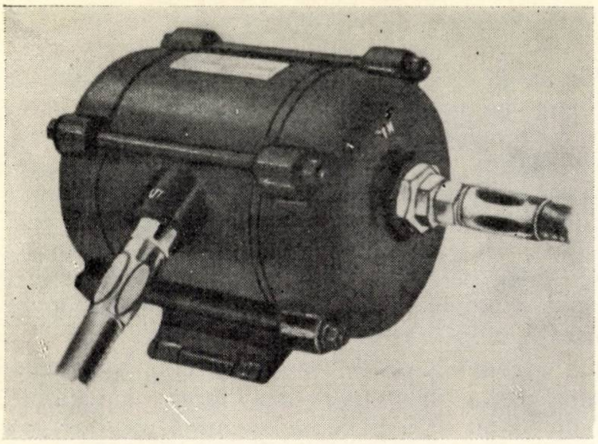


Fig. 16 — Vibrator hidraulic de cofraj

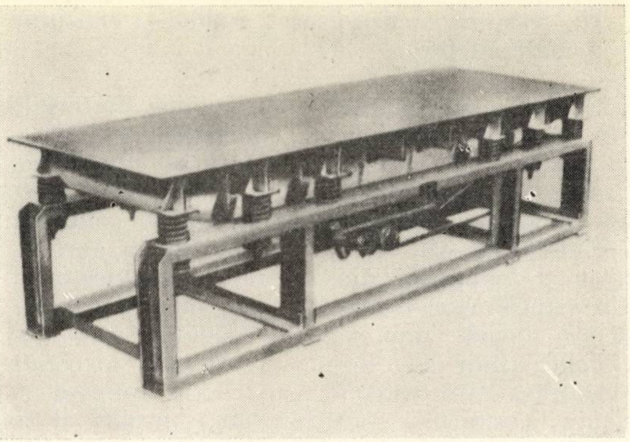


Fig. 17 — Masă vibrantă

tromecanice cu excentrice, electromagnetice, pneumatice sau hidraulice. Ansamblul mesei vibrante este conceput pentru a susţine tiparele şi a transmite tuturor punctelor platoului încărcat o mişcare vibratorie de amplitudine constantă. Între platou şi batiu sînt intercalate reazeme elastice din arcuri sau blocuri de cauciuc.

Rigla şi grinda vibrantă sînt utilaje folosite la compactarea şi netezirea suprafeţei betonului. Rigla vibrantă (fig. 18) este constituită dintr-o riglă de lemn protejată la partea inferioară cu tablă de oţel şi este pusă în vibrare printr-un generator de vibraţii. Ea se deplasează pe suprafaţa betonului susţinută de acesta. Grinda vibrantă este constituită dintr-o placă de oţel în formă de jgheab cu marginile în pantă, care se deplasează manual pe suprafaţa betonului printr-un sistem de rulare. Grinzile şi riglele vibrante se folosesc, atît ca utilaje individuale la compactarea şi netezirea betonului turnat în tipare, pardoseli, planşee, platforme, alei ş.a., fie ca elemente ce intră în componenţa finisorului de şosea pentru beton de ciment sau beton asfaltic, la executarea lucrărilor de drumuri, şosele, platforme cu suprafeţe mari etc. În raport cu lungimea riglei sau grinzii, se fixează unul sau mai multe generatoare de vibraţii electromecanice de tip cu excentrice, pneumatice sau hidraulice.

IV. Îmbunătăţirea preparării amestecului de beton

Vibraţiile au fost introduse şi la prepararea amestecului de beton din ciment, creîndu-se pînă în prezent peste 20 de prototipuri de vibromalaxoare. Efectul vibromalaxării se constată în special prin mărirea rezistenţelor la rupere după 1—3 zile de la turnare. Datorită acestui lucru, utilizarea vibromalaxoarelor este raţională în situaţiile în care este necesară o decofrare rapidă a elementelor de beton sau beton armat.

V. Protejarea calităţii betonului la turnare

Pentru protejarea calităţii betonului la turnare s-a realizat *vibrohobotul*, un alimentator care face posibilă aducerea amestecului de beton în locuri greu accesibile la betonarea în spaţii înguste şi cu sisteme de armătură complicate. Pe tronsoanele hobotului şi pe buncărul de primire se montează vibratoare de cofraj care transmit vibraţii în masa betonului pentru ca acesta să curgă continuu şi să nu segrege.

Jgheabul vibrator are o construcţie deschisă asemănătoare vibrohobotului şi se foloseşte în acelaşi scop, acolo unde traseul parcurs de beton are pante mici. În afară de aceasta, se mai foloseşte la fabricile de betoane pentru transportarea agregatelor către cîntarul automat.

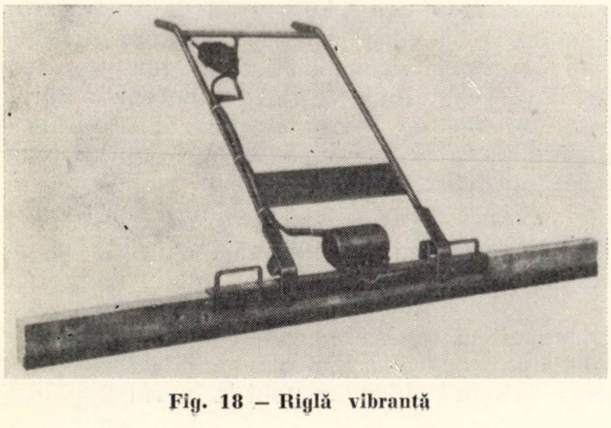


Fig. 18 — Riglă vibrantă

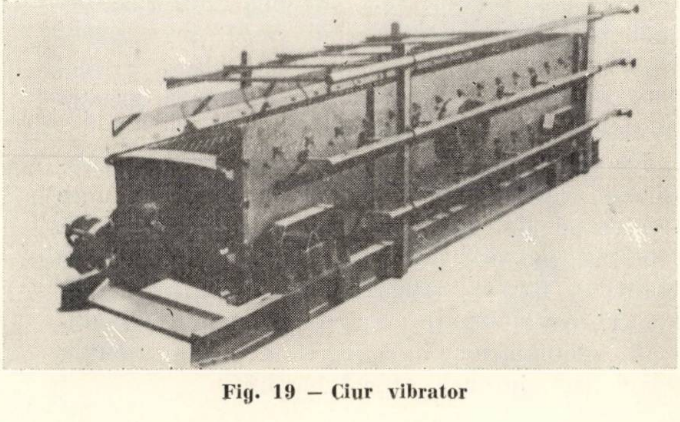


Fig. 19 — Ciur vibrator

VI. Asigurarea descărcării rapide și continue a materialelor

Pentru ușurarea descărcării unor materiale din buncăre, platforme, conteinere metalice, se fixează vibratoare de cofraj în apropierea gurilor de descărcare ale acestora. În acest fel se asigură descărcarea rapidă și continuă a cimentului din silozurile metalice, a agregatelor și betonului din buncăre, a pămîntului din cupele excavatoarelor sau încărcătoarelor și din benele montate pe vehicule ș. a. În ultimul timp s-a impus vibratorul exterior hidraulic, care este o construcție robustă și sigură, permite o scuturare mai rapidă și se adaptează ușor la benele vehiculelor de transport.

VII. Reducerea rezistențelor la săparea pămîntului

În scopul reducerii rezistențelor la săparea pămînturilor s-a realizat o *cupă de excavator cu dinți vibropercutanți.* Executarea săpăturilor cu aceste cupe face să crească grosimea stratului excavat, să se reducă consumul de energie și să se micșoreze neuniformitatea aplicării sarcinilor la excavator. De asemenea, prin reducerea rezistențelor la săparea pămîntului se extinde domeniul de folosire la pămînturi stîncoase și înghețate.

În același scop s-a realizat un graifăr cu vibrator fixat pe una din jumătățile cupei. Aplicarea vibrațiilor la cupă dă posibilitatea afundării ei rapide în nisip și scurtează ciclul de lucru.

Pentru afînarea pămînturilor înghețate în scopul pregătirii frontului de lucru la mașinile de săpat s-a realizat o construcție specială de mașină numită *scarificator cu pană vibropercutantă.* Sub acțiunea unui ciocan vibrator, pana se înfige în pămîntul înghețat pînă la cca 1 m adîncime, după care este smulsă hidraulic.

Tot cu ajutorul vibrațiilor se execută și gropi pentru stîlpii rețelelor electrice sau pentru împrejmuiri. Echipamentul de lucru, montat de obicei pe un tractor, este prevăzut cu un vibrolider sub forma unei țevi de oțel avînd dimensiunile gropii de executat și care este introdusă în pămînt sub acțiunea unui vibrator sau berbec vibrator legat rigid de capătul superior. Ajungînd la cota stabilită, liderul este extras, iar în teren se formează groapa necesară plantării stîlpilor.

De multe ori, la pozarea unor cabluri subterane, electrice, telefonice sau a unor conducte subterane de apă, canal, gaz, în special la trecerile pe sub drumuri, căi ferate, linii de tramvai, fără a stingheri circulația, se utilizează procedeul de vibrostrăpungere orizontală asemănător executării gropilor pentru stîlpi cu ajutorul vibroliderului.

VIII. Sortarea agregatelor

Vibrațiile sînt folosite în mare măsură la sortarea pe cale mecanică a agregatelor necesare betoanelor și mortarelor cu ajutorul ciururilor plane. Generatorul de vibrații poate acționa asupra materialului direct și în acest caz avem de-a face cu o construcție de ciur oscilant cu excentric, care folosește vibrații forțate sau poate acționa prin inerție și atunci ciurul se numește vibrator sau de inerție și folosește vibrațiile inerțiale.

La *ciurul oscilant* cu excentric, vibrațiile, caracterizate prin frecvență mică și amplitudine mare, sînt generate datorită unui arbore excentric sau unui arbore cotit. Cadrul mobil descrie o mișcare vibratorie forțată, a cărei frecvență este egală cu numărul de rotații ale arborelui excentric sau cotit, iar amplitudinea este egală cu mărimea excentricității fusului axului. Aceste ciururi se folosesc, în general, pentru sortări mari și mijlocii cu o precizie mai redusă de sortare de 0,7—0,8.

Foarte răspîndit este *ciurul vibrator* (fig. 19), caracterizat printr-o frecvență mare, care poate fi variată prin schimbarea roților de antrenare și printr-o amplitudine mică (1,5—10 mm), care este variabilă și depinde de o serie de factori dinamici : greutatea ramei și a materialului, elasticitatea arcurilor, turația excentricelor, forța perturbatoare ș. a. Generatorul de vibrații este în general electromecanic de tip cu excentrice. Poziția lui se stabilește în așa fel încît să se asigure aceeași mărime a amplitudinii pe suprafața ciurului. În acest fel se asigură o viteză corespunzătoare a materialului pe sită, astfel încît ciuruirea să fie eficientă. Suspensia ciurului este asigurată, în general, pe patru grupuri de arcuri elicoidale. Pentru sortarea agregatelor umede (cazul obișnuit), ciurul este prevăzut cu o instalație de spălare, iar prin adaos de apă în exces se evită înfundarea. Ciurul vibrator se folosește la sortarea agregatelor de dimensiuni mici și mijlocii. Precizia de sortare obținută cu aceste ciururi este foarte mare : 0,9—0,95.

În ultimul timp s-a realizat un nou tip constructiv, *ciurul de rezonanță,* a cărui funcționare se bazează pe principiul rezonanței. Rama ciurului este supusă la două mișcări vibratorii : una forțată imprimată de generatorul de vibrații, și alta proprie a ramei mobile, datorită proprietăților elastice ale ciurului. Cînd frecvența celor două vibrații este foarte apropiată, se ajunge la rezonanță ; amplitudinea mișcării vibratorii rezultante este maximă și eficiența ciuruirii optimă.

IX. Executarea unor lucrări speciale și de finisaje

Buratul mecanic în construcția și întreținerea liniilor de căi ferate în balastierele mari mecanizate, a liniilor de garaj la lucrările industriale şi agricole, baze de aprovizionare sau pentru rularea macaralelor turn se execută cu *ciocanul vibrator de burat traverse* (fig. 20). El funcţionează pe acelaşi principiu cu cel al vibratoarelor exterioare de beton, avînd generatoare de vibraţii electromecanice, electromagnetice sau pneumatice. Organul de lucru este o placă de oţel la care se asamblează demontabil o gheară de oţel special cu ajutorul căreia se îndeasă balastul sub traversă. De obicei, la ciocanele de burat cu generatoare de vibraţii electromecanice, excentricele sînt reglabile în mai multe poziţii, datorită cărui fapt rezultă forţe perturbatoare de mărimi diferite.

S-au realizat o serie de aparate vibratoare şi pentru lucrările de finisaje, ca: *drişcă vibrantă*, folosită pentru drişcuirea mecanizată a stratului vizibil de tencuială, *sită vibratoare* pentru vopsele, folosită la strecurarea vopselelor de apă şi ulei ş. a.

★

După cum se vede, tehnica vibrării s-a impus la mecanizarea lucrărilor de construcţii într-o măsură mare. Datorită acestui lucru, într-un timp scurt s-au realizat multe utilaje vibratoare care se fabrică în serie, iar altele se găsesc în stadiul experimentării.

Una dintre direcţiile noi ale tehnicii vibrării o constituie procedeul de a obţine vibraţii compuse şi asimetrice. În acest sens a fost menţionat vibroînfigătorul unidirecţional anarmonic.

În perspectivă există mari posibilităţi pentru extinderea folosirii principiului vibrării şi la alte procese tehnologice de lucru. În cazul realizării unor noi utilaje vibratoare vor putea să apară şi noi tehnologii de lucru.

Toate cele arătate ne îndreptăţesc să considerăm tehnica vibrării ca o metodă modernă de execuţie a lucrărilor de construcţii.

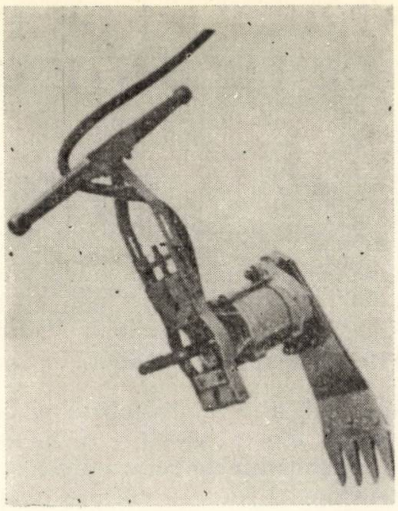


Fig. 20 – Ciocan vibrator de burat traverse

Bibliografie

[1] * * *: Prospecte de utilaje de construcţii.

[2] Păunescu M.: *Folosirea vibraţiilor la executarea unor lucrări de fundaţii*, Bucureşti, 1966.

[3] Miklaşevski E.P., Melgonov N.F.: *Vibraţionnîe stroitelnîe maşinî*, Moscova, 1960.

[4] Goldştein B.G., Petrunki: *Glubinnîe vibratorî dlia uplotneniia betona*, Moscova, 1966.

[5] Rebut P.: *Ghid practic pentru vibrarea betoanelor*, Bucureşti, 1967.

[6] Manta A.: *Compactarea terasamentelor în construcţii hidrotehnice*, Bucureşti, 1968.

[7] Itkov E.D. ş.a.: *Maşina de vibrare şi percuţie VR—25 pentru afînarea pămînturilor îngheţate*. Stoitelnîe i dorojnîe maşinî, nr. 9, 1965.

[8] Mihăilescu St.: *Tendinţe noi în construcţia şi utilizarea maşinilor pentru prepararea betoanelor*. I.D.T., 1967.

[9] * * *: *Rezultatele cercetărilor comparative asupra vibrobetonierelor*. Baupraxis, nr. 10, 1965.

[10] Herth W.: *Vibratoare de adîncime folosite în dispozitivele de ancorare solicitate la întindere*. Bauingenieur, nr. 10, 1965.

[11] Theiner I.: *Probleme actuale ale cercetărilor asupra utilajelor de construcţii*. Baugewerbe, nr. 24, 1965.

STRUCTURI DE PARDOSELI PENTRU CLĂDIRI DE LOCUINȚE CU CONFORT DIFERENȚIAT *

Ing. M. Angelescu, ing. E. Ceapă

INCERC

I. CONDIȚII DE IZOLARE FONICĂ

În modul actual de proiectare a blocurilor de locuințe cu multe niveluri și în modul de execuție a scheletului de rezistență al acestora, din beton armat turnat în cofraje glisante sau în panouri de cofraj de inventar, precum și din panouri mari prefabricate de beton armat, în structura clădirilor predomină elementele despărțitoare subțiri, de beton armat, pentru planșee și pereți.

Această rezolvare, pe lîngă avantajele pe care le aduce (industrializarea execuției, eliminarea schelelor etc.), atrage și unele neajunsuri în ceea ce privește izolarea fonică și termică, necesare desfășurării în condiții normale a activităților umane.

Din punct de vedere fonic, au o mare importanță structurile de pardoseli, care, prin alcătuirea lor și prin modul de conlucrare cu planșeul, trebuie să asigure un anumit grad de izolare a zgomotului aerian (vorbire, radio, televizor etc.) și de impact (circulație, șocuri etc.), în funcție de confortul ce se urmărește a se obține.

Planșeul, prin natura și modul său de alcătuire, joacă un rol important la realizarea izolării fonice. În general, planșeele din clădirile de locuințe sînt de beton armat, fie turnat monolit (în plăci subțiri, cu sau fără nervuri, în plăci groase etc.), fie în elemente prefabricate (fîșii cu sau fără goluri, panouri mari etc.).

Ținînd seamă de modul de alcătuire și de grosimea lor, planșeele se împart din punct de vedere fonic în două mari categorii importante (fig. 1):

a) planșee de categoria I, în care se cuprind:

— planșeele de beton armat turnate monolit sau prefabricate, realizate din beton greu, în plăci de minimum 10 cm grosime, avînd masa de minimum 225 kg/m^2;

— planșeele din fîșii prefabricate de beton armat, cu goluri.

b) planșee de categoria II, în care se cuprind:

— planșeele de beton armat turnate monolit sau prefabricate, realizate din beton greu, în plăci de minimum 14 cm grosime, avînd masa mai mare de 350 kg/m^2;

— planșeele de beton armat de categoria I prevăzute cu tavane suspendate.

Planșeele din categoria I nu asigură condiții de izolare fonică nici la zgomotul aerian și nici la cel de impact, pe cînd planșeele din categoria II satisfac, prin masa lor, condițiile de izolare la zgomot aerian. De aceea, în cazul planșeelor de categoria I, pentru realizarea unui confort optim, structura pardoselilor trebuie astfel alcătuită încît să suplinească ambele cerințe, pe cînd la planșeele de categoria II pardoselile trebuie să asigure numai izolarea la zgomotul de impact.

În țara noastră se folosesc, în marea majoritate, la planșeele despărțitoare dintre locuințele etajate, plăci de beton armat de 10—12 cm grosime, turnate monolit, sau plăci prefabricate din fîșii cu goluri, în grosimi de 14 și 19 cm, precum și panouri mari, care se încadrează în grupa planșeelor de categoria I. Aceste planșee au un indice de izolare fonică la zgomot de impact de —15 pînă la —17 dB.

În țara noastră se prevede ca la izolarea fonică la zgomot de impact să se asigure după minimum doi ani de exploatare un indice de izolare fonică de 0 dB.

Ținînd seamă de reducerea acestui indice în timp, datorită diverșilor factori care intervin în exploatare, printre care și tasarea materialelor fonoizolatoare ce intră în structura par-

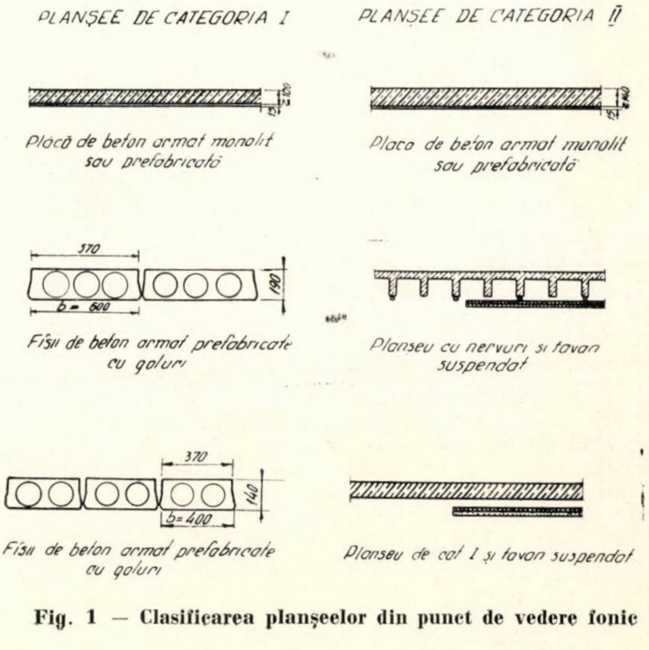

PLANȘEE DE CATEGORIA I
PLANȘEE DE CATEGORIA II
15
100
15
140
Placă de beton armat monolit sau prefabricată
Placa de beton armat monolit sau prefabricată
370
190
b = 600
Fîșii de beton armat prefabricate cu goluri
Planșeu cu nervuri și tavan suspendat
370
140
b = 400
Fîșii de beton armat prefabricate cu goluri
Planșeu de cat. I și tavan suspendat

Fig. 1 — Clasificarea planșeelor din punct de vedere fonic

doselii, proiectul de STAS 6156—69 prevede că acest indice trebuie să fie de +3 dB, cînd este determinat imediat după terminarea clădirii. Rezultă că diferenţa de 18 pînă la 20 dB pentru asigurarea izolării fonice optime trebuie obţinută prin modul de alcătuire a pardoselii.

---

* La efectuarea măsurătorilor fonice și interpretarea datelor a participat colectivul condus de ing. C. Pupăzan din INCERC.

În ultimul timp, crescînd numărul de locuinţe proprietate personală şi date fiind posibilităţile materiale diferite ale beneficiarilor, s-au admis derogări de la valorile standardizate, stabilindu-se astfel categorii diferenţiate de confort. La categoria I de confort, indicele de izolare fonică (E_I) care trebuie asigurat de ansamblul planşeu-pardoseală este de +3 dB (izolare fonică optimă în sensul prezentului articol). Pentru categoriile inferioare de confort, acest indice este mai mic şi anume pentru categoria II de confort este de —3 dB, iar la categoriile III şi IV de confort, precum şi pentru garsoniere, acest indice se situează la —6 dB, ceea ce admite pătrunderea anumitor zgomote prin planşeu în încăperile de dedesubt.

Ţinînd seamă că planşeele uzuale folosite au în general un indice de —15 pînă la —17 dB, înseamnă că îmbunătăţirea minimă care trebuie adusă de structura pardoselii este următoarea :

— pentru categoria I de confort
$\Delta E_I = +18 \ldots +20$ dB
— pentru categoria II de confort
$\Delta E_I = +12 \ldots +14$ dB
— pentru categoriile III şi IV de confort şi pentru garsoniere
$\Delta E_I = +9 \ldots +11$ dB

II. SOLUŢII ACTUALE DE PARDOSELI PENTRU DIVERSE CATEGORII DE CONFORT

Pentru clădirile de locuit multietajate (blocuri) se folosesc în prezent, în ţara noastră, în camerele de locuit, pardoseli cu îmbrăcăminţi de parchet sau de covor PVC.

Aceste pardoseli trebuie să asigure, atît izolarea din punct de vedere fonic, cît şi realizarea unei senzaţii de cald la contactul cu piciorul gol.

În ceea ce priveşte nivelul (calitatea) izolării fonice, acesta, după cum s-a arătat, depinde de categoria de confort în care se încadrează şi pentru care se proiectează clădirea.

Pentru clădirile încadrate în categoria I de confort, soluţia cea mai bună o constituie dala flotantă (fig. 2), care se execută în conformitate cu instrucţiunile tehnice C.74—65, publicate în Buletinul C.S.C.A.S. nr. 15—16/1965.

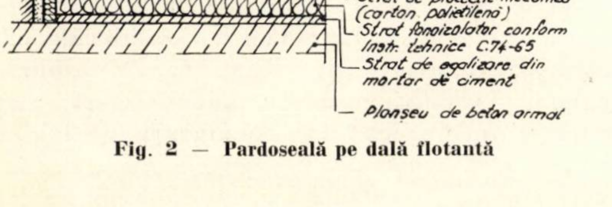

Pervaz de lemn
Covor PVC sau
Parchet mozaic
Adeziv Aracet EC
Dală de beton, 35 mm grosime
Strat de protecţie mecanică (carton, polietilenă)
Strat fonoizolator conform Instr. tehnice C.74-65
Strat de egalizare din mortar de ciment
Planşeu de beton armat

Fig. 2 — Pardoseală pe dală flotantă

Această soluţie, aplicată la planşee de categoria I, asigură şi izolarea fonică la zgomote aeriene, întrucît completează masa acestora la valoarea necesară.

Ca materiale fonoizolatoare sînt indicate a se folosi plăci de vată minerală produse de Ministerul Industriei Materialelor de Construcţii la noua fabrică a Întreprinderii de materiale izolatoare Berceni din jud. Prahova. Acestea, la o grosime de 10—15 mm, asigură o îmbunătăţire a izolării fonice de +24 dB. Aceeaşi îmbunătăţire se obţine dacă se folosesc ca material fonoizolator plăcile de polistiren celular standard de 40 mm grosime sau de polistiren celular ecruisate de 10—15 mm grosime sau pudretă de cauciuc aşternută în vrac în strat de 20 mm grosime.

Se observă că pentru aceeaşi izolare fonică sînt necesare plăci de 40 mm grosime de polistiren celular tip standard, pe cînd dacă acesta este ecruisat (presat între două valţuri), datorită reducerii modulului de elasticitate, care influenţează rigiditatea dinamică a materialului, grosimea necesară este de numai 10—15 mm. Ţinînd seamă că, prin ecruisare, grosimea materialului se reduce cu circa 30 %, înseamnă că pentru plăcile ecruisate de 10 mm sînt necesare plăci brute de polistiren standard de circa 15 mm grosime, ceea ce aduce o importantă economie de material pe m^2 (0,025 m^3/m^2), în afară de reducerea de înălţime a structurii, care atrage reducerea înălţimii şi la pardoselile reci din încăperile învecinate. Din această cauză, se consideră necesar ca Ministerul Industriei Chimice să realizeze şi acest sortiment de polistiren celular (prin ecruisare), mai ales că nu sînt necesare investiţii mari.

La execuţie este important ca circulaţia pe plăcile de vată minerală şi de polistiren celular să se facă numai pe scînduri sau bucăţi de plăci fibrolemnoase dure, ca să nu se taseze ireversibil materialul, datorită acţionării unor sarcini concentrate. De asemenea, dacă se foloseşte ca material fonoizolator pudreta de cauciuc, trebuie să se aibă grijă ca stratul de material să fie întins în grosime uniformă.

Protejarea materialului fonoizolator, prevăzută a se face cu carton asfaltat sau cu folie de polietilenă trebuie executată cu deosebită atenţie, îndeosebi în ceea ce priveşte petrecerea fişiilor la înnădiri pe cel puţin 10 cm. În caz contrar, sub protecţie, prin stratul fonoizolator, poate pătrunde pînă la planşeu lapte de ciment sau agregate din betonul proaspăt turnat al dalei flotante, care, prin întărire, formează punţi fonice ce anulează întreaga izolare fonică la zgomot de impact. Acelaşi efect negativ se obţine dacă nu se montează fîşiile verticale de material fonoizolator de-a lungul perimetrului încăperii, ceea ce face ca dala de beton, deşi este separată de planşeu, să aibă contact cu pereţii.

Trebuie menţionat, însă, că dala introduce un proces umed, care lungeşte durata de execuţie. De aceea este indicat să fie folosită acolo unde sînt exigenţe sporite de izolare fonică şi în special unde se cere şi izolare fonică la zgomot aerian, de exemplu în cazul planşeelor de categoria I, care nu sînt izolatoare fonic la zgomot aerian. Pentru clădirile încadrate în categoria I de confort, care au planşee de categoria II sau planşee de categoria I la care nu se pretinde izolare fonică la zgomot aerian, se pot folosi structuri de pardoseli cu strat suport din elemente prefabricate.

Acestea folosesc ca strat suport plăcile de beton cu agregate vegetale (fibrobeton) şi ca strat fonoizolator, pudretă de cauciuc în vrac într-un strat de 20 mm grosime (fig. 3), asigurînd o îmbunătăţire a izolării fonice la zgomot de impact ΔE_I de +22 dB. Stratul-suport poate fi realizat şi din plăci din fibre de lemn (PFL) poroase, bitumate şi antiseptizate în masă, în grosime de 16 mm (fig. 4), care, împreună cu stratul de pudretă de cauciuc, asigură o îmbunătăţire a izolării fonice la zgomot de impact ΔE_I de +20 dB. Îmbrăcămintea acestor pardoseli este de parchet lamba şi uluc, care se bate în cuie în plăcile de fibrobeton sau se lipeşte cu Aracet EC pe PFL poros, în conformitate cu prevederile din „Normativul pentru executarea pardoselilor de parchet fără duşumea oarbă" C.35—68, publicat în Buletinul C.S.C.A.S. nr. 13/1968. La execuţie trebuie dată atenţie în special solidarizării corecte a plăcilor de fibrobeton cu o pastă de ipsos, ciment şi nisip 0—1 mm turnată în rosturi, astfel ca să se realizeze o placă continuă pe suprafaţa camerei. Cînd stratul suport este din plăci fibrolemnoase poroase trebuie neapărat asigurată condiţia ca încăperea respectivă să fie uscată (umiditatea relativă a aerului sub 65%); în caz contrar, plăcile fibrolemnoase vor avea variaţii dimensionale din umflare şi contragere, ceea ce poate duce la umflarea sau desprinderea îmbrăcămintei din parchet. Din aceeaşi cauză, îmbrăcăminţile de mozaic turnat din încăperile învecinate trebuie frecate înaintea montării plăcilor fibrolemnoase, pentru ca şlamul sau apa folosită la frecare să nu pătrundă în structura pardoselii, la praguri.

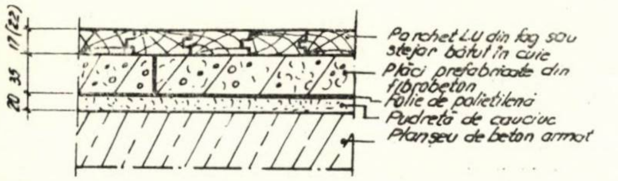

17(22)
35
20
Parchet L.U din fag sau stejar bătut în cuie
Plăci prefabricate din fibrobeton
Folie de polietilenă
Pudretă de cauciuc
Planşeu de beton armat

Fig. 3 — Pardoseală de parchet cu lamba şi uluc bătut în cuie pe plăci de fibrobeton aşezate pe pudretă de cauciuc

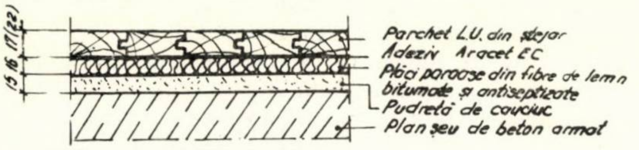


Fig. 4 — Pardoseală de parchet cu lamba şi uluc lipit pe PFL poros aşezat pe pudretă de cauciuc

O analiză comparativă a costului structurilor de pardoseli indicate pentru locuinţe din categoria I de confort este dată în tabela 1.

Tabela 1

Nr. crt.	Soluţia de pardoseală	Preţ catalog (lei/m²)			
		material	manoperă	utilaj	total
1	Parchet mozaic lipit pe dală flotantă cu strat fonoizolator de : — pudretă de cauciuc neaglomerată în strat de 20 mm grosime	61,65	9,92	0,57	72,14
	— plăci de vată minerală de 10 mm grosime*	57,39	9,92	0,57	67,88
	— plăci de polistiren celular ecruisate de 10 mm grosime	58,97	9,92	0,57	69,16
2	Parchet lamba şi uluc ** bătut în cuie pe plăci de fibrobeton aşezate pe pudretă de cauciuc în strat de 20 mm grosime	73,91	8,31	0,18	82,40
3	Parchet lamba şi uluc ** lipit cu Aracet EC pe plăci fibrolemnoase poroase aşezate pe pudretă de cauciuc în strat de 20 mm grosime	70,81	8,40	0,30	79,51

* La calculul preţului pardoselii s-a folosit pentru plăcile de vată minerală preţul informativ de 6,18 lei/m² şi cm grosime stabilit de M.I.C.

** La calculul preţului pardoselilor din parchet lamba şi uluc s-a avut în vedere preţul mediu C.P.M.B.—D.G.C.M. de 35,51 lei/m² pentru parchet.

Din analizarea datelor din tabela 1 se vede că pardoselile cu dală flotantă sînt mai ieftine, dar ele presupun un proces umed, care lungeşte durata de execuţie. Structurile cu strat suport din elemente prefabricate, deşi mai scumpe, permit darea în folosinţă mai rapidă, datorită montării uscate a elementelor care le compun.

Se menţionează că preţul ridicat al soluţiilor cu strat suport din plăci de fibrobeton se datoreşte preţului de vînzare mare al acestora; el este de 17,40 lei/m², ceea ce reprezintă aproximativ 50% din costul parchetului cu lamba şi uluc, care este de 35,51 lei/m² (preţ mediu C.P.M.B. — D.G.C.M.). Considerăm că, printr-o organizare şi mecanizare corespunzătoare a fabricaţiei acestor plăci-suport, s-ar putea reduce preţul lor de vînzare, astfel ca structurile în care ele intră ca strat suport să ajungă la un preţ de catalog care să concureze pe cel al structurilor cu dală flotantă.

Pentru clădirile de locuit încadrate în categoria II de confort, structura de pardoseală corespunzătoare o constituie îmbrăcămintea din parchet lamba şi uluc bătut în cuie pe plăci de beton uşor cu agregate vegetale aşezate pe un strat de nisip pentru egalizarea neregularităţilor planşeului (fig. 5). Această structură aduce o îmbunătăţire a izolării fonice la zgomot de impact $\Delta E_I = +16$ dB. La executarea pardoselilor pe suport din plăci de fibrobeton trebuie dată atenţie condiţiei arătate mai înainte referitoare la umplerea corectă a rosturilor pentru monolitizarea plăcilor în scopul realizării unui suport continuu.

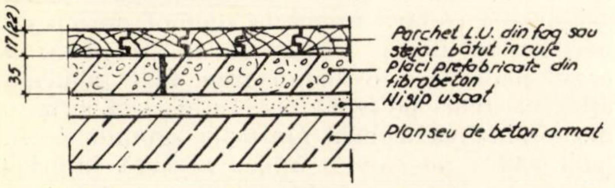

17(22)
35
Parchet L.U. din fag sau stejar bătut în cuie
Plăci prefabricate din fibrobeton
Nisip uscat
Planseu de beton armat

Fig. 5 — Pardoseală de parchet cu lamba şi uluc bătut cu cuie pe plăci de fibrobeton aşezate pe nisip

O altă soluţie constă din lipirea cu Aracet EC a parchetului lamba şi uluc pe un strat suport din plăci fibrolemnoase poroase, de 16 mm grosime, aşezate simplu (fără lipire) peste planşeu sau, dacă acesta nu e plan, peste o şapă de egalizare din mortar de ciment sau peste un strat de nivelare din nisip uscat (fig. 6). Aceasta structură aduce o îmbunătăţire a izolării fonice la zgomot de impact (ΔE_I) între +13 pînă la +15 dB. La această soluţie, o condiţie esenţială în reuşita execuţiei o constituie uscarea şapei, care trebuie să aibă umiditatea de maximum 3 %, în caz contrar producîndu-se deformarea plăcilor din fibre de lemn. În general, în cazul stratului-suport din plăci fibrolemnoase poroase nu este recomandabilă folosirea nisipului pentru egalizarea planşeului; aceasta, deoarece nisipul trebuie să fie perfect uscat, lucru dificil de realizat pe şantier la cantităţile mari necesare şi, aşa cum au constatat autorii, nu se realizează, ducînd la degradarea pardoselilor.

Preţul de catalog revine la 69,54 lei/m^2 pentru pardoseala din parchet cu lamba şi uluc pe plăci de fibrobeton şi la 67,77 lei/m^2 pentru pardoseala din parchet cu lamba şi uluc lipit pe plăci fibrolemnoase.

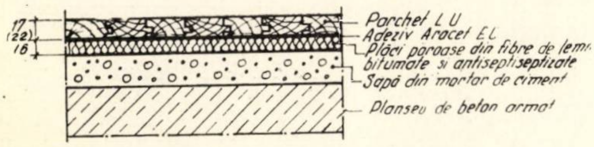

17
(22)
16
Parchet L U
Adeziv Aracet E.L
Plăci poroase din fibre de lemn bitumate şi antiseptiseptizate
Şapă din mortar de ciment
Planseu de beton armat

Fig. 6 — Pardoseală de parchet cu lamba şi uluc lipit pe PFL poros aşezat pe şapă din mortar de ciment

Este de menţionat că în cazul planşeelor de categoria I structurile cu strat suport din elemente prefabricate (fibrobeton, PFL poros) nu asigură izolarea fonică la zgomot aerian, pentru aceasta fiind necesară turnarea unei şape de cel puţin 4 cm peste planşeul de 10 cm grosime.

În cazul clădirilor de locuit care se încadrează în categoriile III şi IV de confort, precum şi în cazul garsonierelor, realizarea izolării fonice la zgomot de impact impusă se obţine cu următoarele structuri de pardoseală (fig. 7) : parchet mozaic sau covor PVC cu suport textil aplicat prin lipire direct pe planşeu. Pentru asigurarea unui consum redus de adeziv şi pentru a împiedica uzarea prematură a covorului de PVC datorită neregularităţilor planşeului, se toarnă peste planşeu o şapă de egalizare din mortar de ciment fin drişcuit. Pentru a se asigura o aderenţă corespunzătoare faţă de planşeu ar fi suficientă o şapă în grosime de 2,5—3 cm. Însă, dat fiind faptul că pardoselile călduroase trebuie aduse la acelaşi nivel cu pardoselile reci, care necesită o grosime mare din cauza sifonului de pardoseală de la baie, grosimea şapei pe şantiere ajunge pînă la 7 cm. În aceste condiţii, structura de pardoseală cu îmbrăcăminte din parchet mozaic asigură o îmbunătăţire a izolării fonice la zgomot de impact (ΔE_I) de +9 dB, iar cea cu îmbrăcăminte din covor de PVC cu suport textil de +8 dB. În acelaşi timp, prin îngroşarea planşeului datorită şapei se asigură şi izolarea fonică la zgomot aerian.

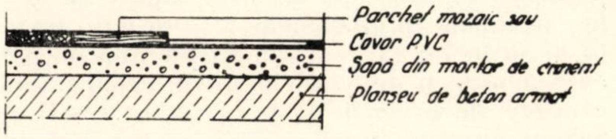


Fig. 7 — Pardoseală de parchet mozaic sau covor de PVC lipite pe şapă de mortar de ciment

Soluţia, totuşi, nu este corespunzătoare din punctul de vedere al execuţiei, întrucît şapa necesită un interval mare de timp pentru uscare (4—6 săptămîni), ceea ce duce la lungirea duratei de execuţie şi la întîrzieri în predarea apartamentelor. De aceea, considerăm mai indicat să se proiecteze şi realizeze planşee groase de peste 14 cm grosime. Acestea ar permite ca sifoanele şi conductele de scurgere să se încadreze în grosimea planşeelor fără a fi necesare şape, eliminîndu-se astfel întîrzieri în execuţie. Totodată, grosimea planşeului asigură realizarea izolării fonice la zgomot aerian. În caz că este necesară nivelarea planşeului pentru aplicarea prin lipire a îmbrăcămintei de parchet mozaic sau mai ales de covor de PVC, aceasta se poate efectua printr-un strat de netezire realizat cu mortar din nisip fin şi Aracet E 50 aplicat în strat subţire (1—2 mm). Acest strat se usucă foarte repede (24 de ore), constituind o suprafaţă de închidere perfect netedă pentru aplicarea prin lipire a îmbrăcămintei pardoselii. Desigur că aceasta presupune ca la turnarea planşeului să se asigure nivelarea corespunzătoare a betonului, prin tragerea cu dreptarul şi drişcuirea lui, precum şi organizarea corespunzătoare a lucrărilor, astfel ca pe planşee să nu rămînă resturi de beton sau mortar, care ar îngreuna nivelarea ulterioară. Execuţia pardoselii trebuie făcută în conformitate cu prevederile din normativul C.35—68, dîndu-se atenţie în special faptului ca şapa, în momentul lipirii parchetului cu Aracet EC sau a covorului de PVC cu Prenadez SB, să aibă umiditatea de maximum 3%.

Măsurarea exactă se face cu un aparat bazat pe principiul rezistivităţii electrice a materialelor în funcţie de umiditatea lor (Higromette, Feutron etc.).

Dacă nu se dispune de astfel de aparate, se poate constata informativ dacă şapa s-a uscat suficient, aplicînd, cu ajutorul unei pensule, pe suprafaţa ei cîteva picături de soluţie de fenolftaleină în alcool (concentraţie 1%). Dacă porţiunea respectivă se colorează în violet sau roz intens, şapa are umiditate mai mare de 3%. Verificarea se mai poate face aşternînd pe suprafaţa şapei o bucată de covor de PVC cu suportul textil în sus şi dacă după 24 de ore se constată pe faţa covorului picături de apă provenite din condens, înseamnă că şapa are umiditatea mai mare de 3%.

Preţul de catalog al acestor structuri de pardoseli (aplicate pe un strat suport de mortar de ciment în grosime de 65—70 mm) revine la 67,86 lei/m² în cazul îmbrăcămintei de parchet mozaic şi de 81,03 lei/m² în cazul îmbrăcămintei de covor de PVC cu suport textil, de 3 mm grosime, produs de Întreprinderea de materiale izolatoare şi de finisaj din Turda a Ministerului Industriei Materialelor de Construcţii. În cazul folosirii covorului de PVC cu suport textil de 2 mm grosime, preţul revine la 66,01 lei/m².

III. SOLUŢII DE PERSPECTIVĂ

După cum s-a arătat, în cadrul soluţiilor pentru clădirile de categoria I de confort, structurile actuale de pardoseli necesită montarea consecutivă a mai multor straturi. Pentru asigurarea unei execuţii mai rapide, care să ducă la scurtarea duratei de execuţie, în Institutul de cercetări în construcţii şi economia construcţiilor (INCERC) sînt în curs cercetări, în colaborare cu institutele de cercetări de specialitate ale ministerelor producătoare (I.C.E.I.L., I.C.M.C. şi I.C.T.) pentru o serie de materiale şi structuri noi de pardoseli.

Astfel, în colaborare cu I.C.M.C. şi I.C.T. s-a experimentat o pardoseală cu îmbrăcăminte din covor de PVC cu substrat fonoizolator solidar din fabricaţie cu covorul (fig. 8). Covorul de PVC a avut ca substrat o pîslă din fibre liberiene.

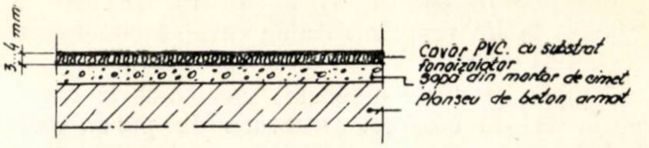

3...4 mm
Covor PVC. cu substrat fonoizolator
Şapă din mortar de ciment
Planşeu de beton armat

Fig. 8 — Pardoseală de covor de PVC cu substrat fonoizolator solidar din fabricaţie, lipit pe şapă de mortar de ciment

S-au efectuat cercetări cu scopul de a se verifica, atît asigurarea unei izolări fonice corespunzătoare, cît şi o bună comportare la poansonarea statică şi dinamică.

Soluţia este avantajoasă în cazul aplicării covorului direct peste planşeu, care pentru asigurarea izolării fonice la zgomot aerian este necesar să fie de categoria II, respectiv în cazul planşeelor de beton greu, fără goluri, să aibă grosimea peste 14 cm. În această situaţie, îmbunătăţirea izolării fonice la zgomot de impact (ΔE_i) pe care o aduce această îmbrăcăminte de covor de PVC cu substrat fonoizolator solidar este de +17 dB, ceea ce face ca soluţia să se situeze la limita inferioară a condiţiilor pentru clădirile din categoria I de confort.

Pentru aplicare, planşeul trebuie să fie plan şi perfect curat. Întrucît lipirea se poate face şi cu adeziv Aracet EC, umiditatea şapei poate să fie pînă la 7%.

Pentru ca produsul să poată fi folosit în construcţii şi costul pardoselii să fie competitiv cu celelalte soluţii de pardoseli, preţul de vînzare al covorului trebuie să fie mai mic de 58 lei/m², costul pardoselii revenind în acest caz la 73 lei/m².

O altă soluţie studiată împreună cu Institutul de cercetări forestiere (I.C.E.I.L.) o reprezintă panourile de parchet lamelar pe suport rigid. Acestea au fost realizate de I.C.E.I.L. dintr-un strat de uzură din lamele de parchet subţire (6 mm) lipite după un anumit desen (fig. 9) pe un suport de circa 12 mm grosime de PAL triplu stratificat. Panourile au avut lăţimea de 24,5 cm şi lungimi variabile de 60, 100 şi

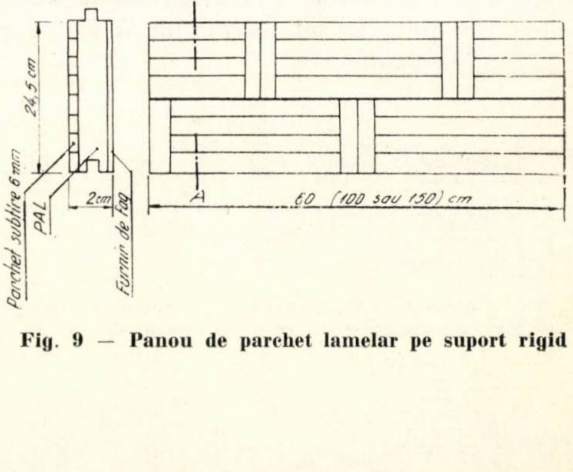


Fig. 9 — Panou de parchet lamelar pe suport rigid

150 cm. Pe margine au fost prevăzute cu lamba și uluc, pentru solidarizare.

Pentru eliminarea procesului umed, îmbrăcămintea din aceste panouri a fost aplicată pe un strat fonoizolator din plăci de polistiren celular ecruisate așezate direct pe planșeu (fig. 10).

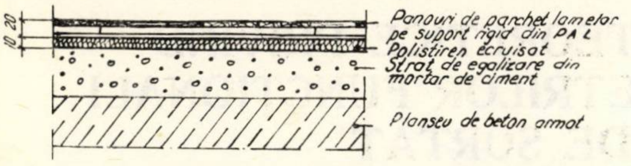

10
20
Panouri de parchet lamelar pe suport rigid din PAL
Polistiren ecruisat
Strat de egalizare din mortar de ciment
Planseu de beton armat

Fig. 10 — Pardoseală de panouri de parchet lamelar pe suport rigid așezate pe polistiren celular ecruisat

Pentru asigurarea izolării fonice corespunzătoare la zgomot aerian, planșeul trebuie să fie în acest caz de categoria II, adică să aibă o grosime minimă de 14 cm. În acest caz, structura de pardoseală aduce o îmbunătățire a izolării fonice la zgomot de impact ΔE_I de +24 dB.

M.I.U. să producă covorul de PVC cu substrat fonoizolator solidar din fabricație, care să satisfacă condițiile unui covor de PVC de calitate superioară în ceea ce privește aspectul, culoarea, proprietățile fizico-mecanice, cît și cele referitoare la rezistența la poansonare și de izolare fonică.

De asemenea, M.I.L. să analizeze posibilitatea realizării unor panouri de parchet cu suport rigid de PAL cu adaos de rășini fenolice sau cu suport de rășinoase, în scopul asigurării unei stabilități dimensionale corespunzătoare.

★

Din cele arătate mai sus rezultă că există posibilități pentru realizarea de pardoseli în funcție de gradul de confort necesar, folosind materialele produse în țară în condițiile arătate. Proiectanții și executanții au posibilitatea, deci, să aleagă și să execute pardoseli corespunzătoare din punctul de vedere al izolării fonice și la prețuri diferențiate.

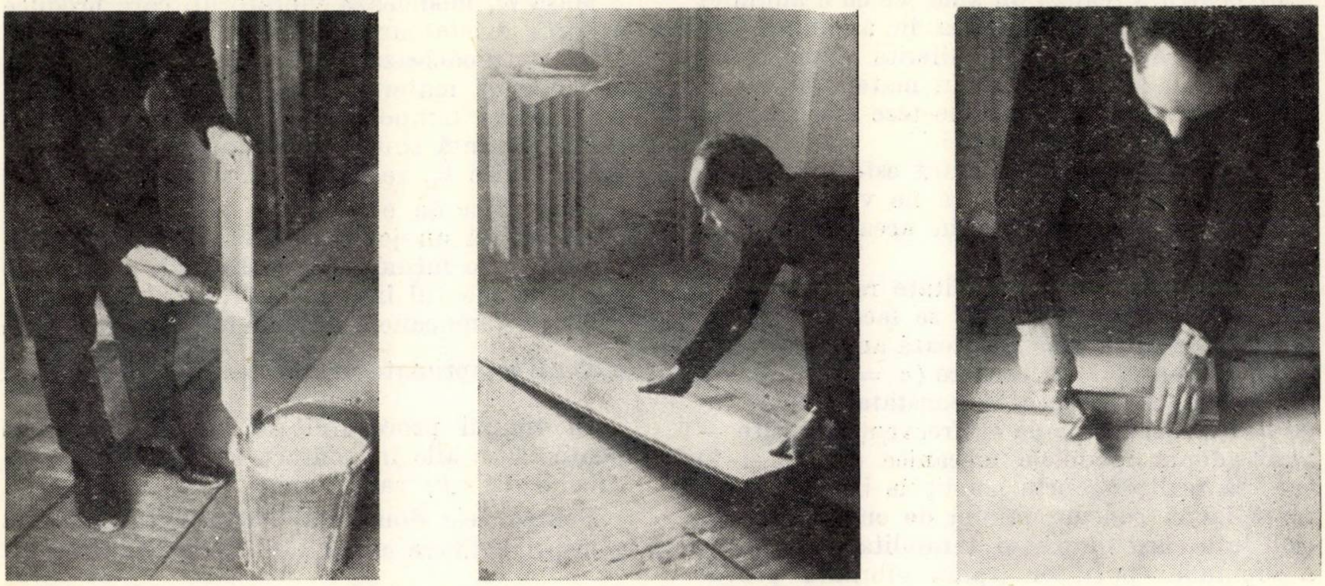


Fig. 11 — Faze de montare a panourilor de parchet lamelar pe suport rigid

a — aplicarea adezivului pe canturile panourilor ; *b* — așezarea panourilor ; *c* — fixarea panourilor

Montarea structurii, dat fiind procesul uscat al execuției, se face cu ușurință, cu consum redus de manoperă. Pentru solidarizarea panourilor, pe canturile lor se aplică Aracet EC, după care lamba panoului se introduce în ulucul panoului montat anterior (fig. 11 *a*, *b*, *c*). În acest fel se obține o îmbrăcăminte continuă de pardoseală așezată direct pe stratul fonoizolator.

Pentru introducerea pe șantier a acestor soluții eficiente de pardoseli este necesar ca

Bibliografie

[1] *** *Normativ pentru executarea pardoselilor din parchet fără dușumea oarbă C. 35—68*, Buletinul C.S.C.A.S. nr. 13, 1968.

[2] Angelescu Mircea, Ceapă Eugen, Pupăzan C. și colab. *Încercarea materialelor noi de izolare fonică și alcătuirea de pardoseli și planșee.* Referat cu concluzii INCERC, București, 1968.

[3] *** : Proiect STAS 6156-69. *Acustica în construcții. Protecția împotriva zgomotului în construcții civile.*

[4] *** : *Derogări de la STAS 6156-60 cu aplicabilitate la locuințele cu confort diferențiat*, Standardizarea nr. 11, 1968.

[5] *** : DIN 4109 *Schallschutz im Hochbau.*

UNELE CONSIDERAȚII TEORETICE PRIVIND ÎMBUNĂTĂȚIREA PARAMETRILOR FUNCȚIONALI AI MAȘINILOR DE SORTAT

Ing. Gh. S. Pană

După cum este cunoscut, sortarea materialelor este necesară în mai multe scopuri, şi anume :

a) pentru separarea bucăţilor de diferite dimensiuni, îndepărtîndu-se fracţiunea prea mare sau prea mică ;

b) pentru a realiza un amestec cu o anumită granulaţie, prin combinarea în anumite proporţii a fracţiunilor cu diferite dimensiuni ;

c) pentru a îndepărta din materialul sortat incluziunile care pot să defecteze maşinile sau să strice calitatea producţiei.

Deoarece sortarea mecanică este foarte răspîndită, în cele ce urmează ne vom referi la maşinile care lucrează prin această metodă, adică la ciururi.

Din literatura de specialitate rezultă că, în prezent, sortarea mecanică se face cu diferite tipuri de ciururi, care realizează anumite valori ale coeficientului de cernere ($\varepsilon = 0{,}6....0{,}98$).

Pornind de la această constatare — eficacitatea ciururilor plane cu frecvenţe ridicate — vom adopta modelele mecanice (fig. 1 şi 2) care să realizeze, prin condiţiile impuse, un ε mare la un consum minim de energie, asigurînd în acelaşi timp şi o durabilitate mai mare a organului purtător (rama vibrantă prevăzută cu site), cît şi o funcţionare cu zgomot redus.

În scopul accelerării procesului de cernere şi deci al măririi productivităţii, se preconizează ca ciurul să lucreze în regim de rezonanţă cu vibraţii intensive, cu posibilitatea reglării valorii amplitudinii, la începerea lucrului, în funcţie de necesităţi.

Prin funcţionarea ciurului în regim de rezonanţă, energia se cheltuieşte numai pentru învingerea rezistenţelor de frecare în reazeme şi pentru saltul materialului pe site, nu şi pentru a imprima pieselor în mişcare energie cinetică. Deci, puterea de acţionare a acestor tipuri de ciururi va fi mai mică decît a celor care funcţionează în afara rezonanţei.

Masa m_1 modelează vibratorul, care produce o forţă excitatoare orizontală $P = P_0 \sin \omega t$. Masa m_2 modelează rama vibratoare împreună cu sitele şi materialul de sortat. Arcurile de legătură şi tampoanele de cauciuc fixate pe rama vibrantă sînt reprezentate prin constantele elastice k_1, respectiv k_2.

În poziţia de echilibru a sistemului considerat există un joc Δ_0 între vibrator şi tampoane sau o întindere iniţială Δ_1 a arcului k_1, iar în momentul începerii contactului vibratorului cu tampoanele de cauciuc, arcurile k_1 şi k_2 vor fi comprimate cu mărimea $\Delta = -\dfrac{k_2-k_1}{k_2}\Delta_1$.

În timpul procesului de lucru, vibratorul poate să se afle în contact cu tampoanele de cauciuc ($X<0$) sau despărţit de ele ($X \geqslant 0$).

Pentru cele două etape considerate, forma vibraţiilor libere este :

$$m_1\ddot{x}_1 = -(k_1+k_2)(x_1-x_2)+F$$

$$;x < 0 \quad (1)$$

$$m_2\ddot{x}_2 = (k_1+k_2)(k_1-x_2)-F$$

$$m_1\ddot{x}_1 = -k_1(x_1-x_2)+F$$

$$;x \geqslant 0 \quad (2)$$

$$m_2\ddot{x}_2 = k_a\,(k_1-k_2)-F$$

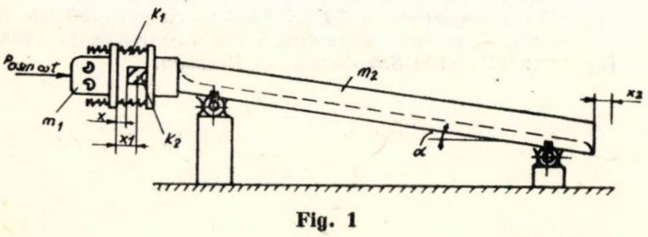


Fig. 1

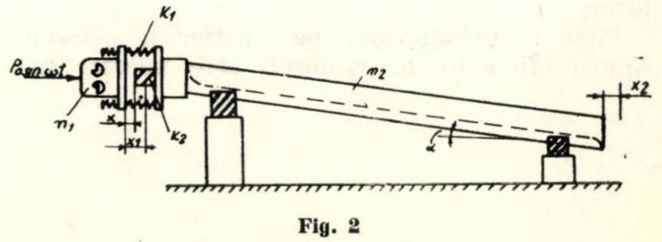


Fig. 2

iar forma vibrațiilor forțate, pentru aceleași etape, va fi:

$$m_1\ddot{x}_1 = -(k_1+k_2)(k_1-x_2)+F+P_0\sin\omega t$$

$$;x < 0 \quad (3)$$

$$m_2\ddot{x}_2 = (k_1+k_2)(k_1-x_2) - F$$

$$m_1\ddot{x}_1 = -k_1(x_1-x_2)+F+P_0\sin\omega t$$

$$;x \geqslant 0 \quad (4)$$

$$m_2\ddot{x}_2 = k_1(x_1-x_2) - F.$$

Se urmărește găsirea unei relații matematice între diferiții parametri ai modelului mecanic considerat, care, satisfăcută, să asigure funcționarea în regim de rezonanță.

Pentru aceasta se utilizează metoda simplificată a autorului [1], care, luînd în considerație forma vibrațiilor libere (1) și (2), ajunge la o relație analitică ce asigură funcționarea sistemului în zona de rezonanță.

Făcînd suma între ecuațiile diferențiale ale fiecăruia dintre sistemele (1÷4), se obțin ecuațiile echivalente:

$$m_1\ddot{x}_1 + m_2\ddot{x}_2 = 0\text{; pentru orice } x \quad (5)$$

$$m_1\ddot{x}_1 + m_2\ddot{x}_2 = P_0\sin\omega t\text{; pentru orice } x. \quad (6)$$

În cazul vibrațiilor libere, ecuația diferențială (5) stabilește numai distanța dintre vibrator și rama cu site care se deplasează, iar în cazul vibrațiilor forțate, ecuația diferențială (6) reprezintă mișcarea centrului de masă al sistemului adoptat.

Din schema de calcul (fig. 1) rezultă că deplasarea relativă x reprezintă diferența deplasărilor absolute x_1 și x_2 a vibratorului, respectiv a ciurului propriu-zis (rama cu site și materialul de sortat)

$$x = x_1 - x_2. \quad (7)$$

Introducînd relația (7) în ecuațiile (1) și (2) și făcînd împărțirea prin m_1 și m_2, se obține:

$$\ddot{x}_1 = -\frac{k_1+k_2}{m_1}x + \frac{F}{m_1}$$

$$; x < 0 \quad (8)$$

$$\ddot{x}_2 = \frac{k_1+k_2}{m_2}x - \frac{F}{m_2}$$

$$\ddot{x}_1 = -\frac{k_1}{m_1}x + \frac{F}{m_1}$$

$$; x \geqslant 0 \quad (9)$$

$$\ddot{x}_2 = \frac{k_1}{m_2}x - \frac{F}{m_2}.$$

Scăzînd a doua ecuație din prima, la fiecare din sistemele (8) și (9) se obține:

$$\ddot{x}_1 - \ddot{x}_2 = -\left(\frac{k_1+k_2}{m_1} + \frac{k_1+k_2}{m_2}\right)x + {}$$

$$+\frac{F}{m_1} + \frac{F}{m_2};\ x < 0 \quad (10)$$

$$\ddot{x}_1 - \ddot{x}_2 = -\left(\frac{k_1}{m_1} + \frac{k_1}{m_2}\right)x + \frac{F}{m_1} + \frac{F}{m_2};$$

$$x \geqslant 0. \quad (11)$$

Vibrațiile mișcării ciurului sînt cuprinse în ecuațiile diferențiale de echilibru (10) și (11) pentru vibrator în contact cu tampoanele de cauciuc, respectiv separat de tampoane.

Ecuațiile diferențiale (10) și (11) pot fi puse sub forma:

$$\ddot{x} + \left(\frac{k_1+k_2}{m_1} + \frac{k_1+k_2}{m_2}\right)x -$$

$$\left. -\frac{F}{m_1} + \frac{F}{m_2}\right) = 0;\ x < 0 \quad (12)$$

$$\ddot{x} + \left(\frac{k_1}{m_1} + \frac{k_1}{m_2}\right)x - \left(\frac{F}{m_1} + \frac{F}{m_2}\right) = 0;\quad x \geqslant 0$$

$$(13)$$

Pentru determinarea pulsațiilor proprii ale sistemului în vibrație liberă se consideră că jocul dintre vibrator și tampoanele de cauciuc este egal cu zero, de asemenea forța de prestîngere ($F = k\Delta_0$), adică ecuațiile diferențiale (1) și (2) devin:

$$m_1\ddot{x}_1 + (k_1+k_2)(k_1-x_2) = 0$$

$$;\ x < 0 \quad (14)$$

$$m_2\ddot{x}_2 - (k_1+k_2)(x_1-x_2) = 0$$

$$m_1\ddot{x}_1 + k_1(x_1-x_2) = 0 \qquad ;\ x \geqslant 0 \quad (15)$$

$$m_2\ddot{x}_2 - k_1(x_1-x_2) = 0.$$

Se consideră, pentru sistemele (14) și (15), soluții de forma:

$$x_1 = a_1\sin(pt+\varphi)$$

$$x_2 = a_2\sin(pt+\varphi) \quad (16)$$

care prin derivare dau:

$$\ddot{x}_1 = a_1p^2\sin(pt+\varphi) \quad (17)$$

$$\ddot{x}_2 = -a_2p^2\sin(pt+\varphi).$$

Înlocuind relațiile (16) și (17) în sistemul de ecuații diferențiale (14), se obține:

$$-m_1a_1p^2 + (k_1+k_2)(a_1-a_2) = 0 \quad (18)$$

$$-m_2a_2p^2 - (k_1+k_2)(a_1-a_2) = 0.$$

În sistemul de ecuații (18) se consideră necunoscute amplitudinile a_1 și a_2, care se vor determina în funcţie de valorile găsite pentru pulsaţii şi constantele elastice.

Punem sistemul (18) sub forma :

$$a_1 (k_1 + k_2 - m_1 p^2) - a_2 (k_1 + k_2) = 0$$

$$-a_1 (k_1 + k_2) + a_2 (k_1 + k_2 - m_2 p^2) = 0. \qquad (19)$$

Pentru compatibilitate este necesar ca determinantul format cu ajutorul coeficienţilor necunoscutelor a_1 şi a_2 să fie egal cu zero, adică :

$$D = \begin{vmatrix} k_1 + k_2 - m_1 p^2 & -(k_1 + k_2) \\ -(k_1 + k_2) & k_1 + k_2 - m_2 p^2 \end{vmatrix} = 0$$

Dezvoltînd determinantul, se obţine o ecuaţie a pulsaţiilor de gradul doi în p^2, sub forma :

$$m_1 m_2 p^4 - p^2 (k_1 + k_2)(m_1 + m_2) = 0 \qquad (20)$$

sau

$$p^4 - p^2 \frac{m_1 + m_2}{m_1 m_2} (k_1 + k_2) = 0 \qquad (21)$$

din care rezultă :

$$p^2 = \sqrt{(k_1 + k_2) \frac{m_1 + m_2}{m_1 m_2}}. \qquad (22)$$

Procedînd în mod analog se obţine cea de-a doua pulsaţie :

$$p_1 = \sqrt{k_1 \frac{m_1 + m_2}{m_1 m_2}}. \qquad (23)$$

Revenind la ecuaţiile diferenţiale (10) şi (11), se constată identitate între coeficienţii variabilei x şi forma pulsaţiilor date de relaţiile (22) şi (23).

Dacă în relaţiile (10) şi (11) se notează :

$$f = \frac{F}{m_1} + \frac{F}{m_2}$$

ele devin :

$$\ddot{x} + p_2^2 x - f = 0 ; x < 0 \qquad (24)$$

$$\ddot{x} + p_1^2 x - f = 0 ; x \geqslant 0 \qquad (25)$$

Foarte important în funcţionarea maşinii este cazul cînd $f = 0$, care reprezintă o situaţie de echilibru a sistemului, iar jocul dintre vibrator şi tampoanele de cauciuc este egal cu zero.

Pentru integrarea ecuaţiilor diferenţiale (24) şi (25) se consideră soluţii de forma :

$$x = A_1 \cos p_1 t + B_1 \sin p_1 t \qquad (26)$$

$$x = A_2 \cos p_2 t + B_2 \sin p_2 t$$

$$\ddot{x} = -A_1 p_2^2 \cos p_1 t - B_1 p_1^2 \sin p_1 t \qquad (27)$$

$$\ddot{x} = -A_2 p_2^2 \cos p_2 t - B_2 p_2^2 \sin p_2 t.$$

Determinarea constantelor A_1, A_2, B_1, B_2 se face cu ajutorul condiţiilor temporale şi spaţiale, adică :

$$t = 0 \left| \begin{array}{l} x = x_0 \\ \dot{x} = \dot{x}_0 \end{array} \right.$$

Se calculează timpul pentru fiecare din cele două poziţii ale vibratorului pornind de la zero. În acest caz, condiţiile temporale şi spaţiale pentru cele două etape considerate vor fi :

$$t = 0 ; \begin{array}{l} x = x_0 = 0 ; \dot{x} = -v ; \quad x < 0 \\ x = x_0 = 0 ; \dot{x} = v \quad ; \quad x \geqslant 0 \end{array}$$

S-a considerat valoarea absolută a vitezei vibratorului în raport cu rama vibrantă la începutul fiecărei etape de mişcare.

Durata mişcării sistemului pe fiecare dintre cele două etape este :

$$\begin{array}{l} t_2 = \dfrac{\pi}{p_2} ; x < 0 \\ t_1 = \dfrac{\pi}{p_1} ; x \geqslant 0 \end{array} \qquad (28)$$

Perioada de oscilaţie a sistemului cu vibraţii libere va fi :

$$T_0 = \frac{\pi}{p_2} + \frac{\pi}{p_1}, \qquad (29)$$

iar perioada de oscilaţie a forţei excitatoare este :

$$T = \frac{2\pi}{\omega}. \qquad (30)$$

După cum este cunoscut, rezonanţa este un fenomen care apare ori de cîte ori perioada de oscilaţie liberă a sistemului este egală cu perioada de oscilaţie a forţei excitatoare.

Egalînd relaţiile (29) şi (30), se obţine :

$$\frac{\pi}{p_1} + \frac{\pi}{p_2} = \frac{2\pi}{\omega} \qquad (31)$$

sau

$$\frac{1}{\Gamma_1} + \frac{1}{\Gamma_2} = 2 \qquad (32)$$

în care :

$$\Gamma_i = \frac{p_i}{\omega} (i = 1, 2).$$

Astfel, dacă parametrii sistemului satisfac relaţia (32), iar jocul în sistem este egal cu zero, atunci cele două perioade (T_0 şi T) coincid şi sistemul va funcţiona în regim de rezonanţă.

Mărimea p_2 nu se supune determinării precise, deoarece k_2 şi m_2 nu pot fi stabilite exact. Aceasta înseamnă că valoarea reală a lui p_2 va fi puţin diferită faţă de cea rezultată din calcul.

O analiză mai aprofundată a mişcării arată că alegerea corespunzătoare a mărimii *f*, pentru cazul considerat, face ca T_0 să se apropie foarte mult de T. În acest fel, prin schimbarea jocului în sistem, se facilitează apariţia unor vibraţii intensive (mărirea jocului duce la mărirea amplitudinii vibraţiilor şi ale ramei cu site).

Utilizînd relaţiile de substituţie şi relaţia (32) se pot determina valorile coeficienţilor Γ_1 şi Γ_2.

$$\Gamma_1 = \sqrt{\frac{k_1}{m_1}\left(1 + \frac{G_1}{G_2}\right)};$$

$$\Gamma_2 = \sqrt{\frac{k_1 + k_2}{m_1}\left(1 + \frac{G_1}{G_2}\right)}, \qquad (33)$$

sau, utilizînd valorile stabilite experimental pentru Γ_1 şi Γ_2 cu relaţia (32), se poate determina constanta elastică a arcurilor de legătură dintre vibrator şi rama vibrantă şi constanta elastică a tampoanelor de cauciuc:

$$k_1 = \Gamma_1^2\, m_1\, \omega^2 \frac{1}{1 + \frac{G_1}{G_2}} \qquad (34)$$

$$k_2 = \Gamma_2^2\, m_1 \omega^2 \frac{1}{1 + \frac{G_1}{G_2}} - k_1. \qquad (35)$$

Expresiile amplitudinilor maselor care vibrează se pot scrie astfel:

a) pentru vibrator

$$a_v = \frac{K}{G_1} \cdot \psi \qquad (36)$$

b) pentru rama cu site şi materialul de sortat

$$a_c = a_v \frac{G_1}{G_2} \qquad (37)$$

unde:

k este momentul cinetic al vibratorului;
G_1 — greutatea vibratorului;
G_2 — greutatea ramei cu site şi materialul de sortat;
ψ — coeficient de întărire a amplitudinii.

Introducerea coeficientului ψ, cu valoare supraunitară, se datoreşte faptului că sistemul lucrează în zona de rezonanţă.

Formulele (36) şi (37) obţinute pentru amplitudini se completează cu condiţiile date de vibraţiile de rezonanţă la joc nul şi de relaţia pentru puterea de acţionare a ciurului vibrator corespunzătoare energiei disipate în arcuri şi tampoane.

Puterea necesară acţionării ciurului se determină cu ajutorul lucrului mecanic efectuat de forţele excitatoare în decursul unei perioade pe direcţia $x - x$, cu relaţia cunoscută:

$$L = 2P_0\left[\int_0^{t_1} \dot{x}_s \sin \omega t\, dt + \int_0^{t_2} \dot{x}_c \sin \omega t\, dt\right] \qquad (38)$$

unde:

P_0 este amplitudinea forţei excitatoare;
$\dot{x}_s$ — viteza vibratorului separat de tampoanele de cauciuc;
$\dot{x}_c$ — viteza vibratorului în contact cu tampoanele de cauciuc.

Vitezele se determină cu ajutorul ecuaţiilor diferenţiale (24) şi (25).

Rezolvînd integralele (38) se obţine valoarea lucrului mecanic consumat în cele două etape şi apoi puterea necesară procesului de vibrare efectiv.

Trebuie arătat că la scrierea ecuaţiilor diferenţiale (1÷4) nu au fost luate în consideraţie rezistenţele neelastice (frecarea cu aerul, în lagăre, cuplaje), rezistenţe de care se va ţine seama la cercetarea vibraţiilor de rezonanţă, cînd vor fi definite şi domeniile de stabilitate ale mişcării ciurului.

Deplasarea materialului pe site va constitui un studiu separat, în care se va urmări stabilirea traiectoriei, a vitezelor şi a acceleraţiilor în timpul procesului de cernere.

Bibliografie

[1] Pană Gh. : Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 12, 1968 şi nr. 4, 1969.
[2] Buzdugan Gh. : *Teoria vibraţiilor.* Bucureşti, Ed. tehnică, 1968.
[3] Panomariov S. D. ş. a. : *Calculul de rezistenţă în construcţia de maşini.* Bucureşti, Ed. tehnică, 1964.

RECENZII

Moshe F. Rubinstein

MATRIX COMPUTER ANALYSIS OF STRUCTURES

Analiza matricială a structurilor cu ajutorul calculatoarelor electronice

Englewood Cliffs, New Jersey,
Prentice-Hall, Inc., 1966

Probabil că abia generaţia următoare de ingineri va putea aprecia consecinţele introducerii calculatoarelor electronice în proiectarea construcţiilor. Totuşi, pentru a sesiza proporţiile acestor consecinţe este suficient să observăm că un inginer proiectant activ efectuează anual, cu rigla de calcul, cîteva sute de mii de operaţii de înmulţire sau împărţire, majoritatea lor fiind absorbite de rezolvarea aspectului static al problemelor.

Statica construcţiilor s-a dezvoltat sub presiunea continuă a unui comandament major: simplificarea metodelor de calcul, găsirea unor artificii de calcul, astfel încît volumul operaţiilor implicate să nu depăşească capacitatea normală de lucru a unui proiectant. Desigur, un organism astfel dezvoltat prezintă inevitabile malformaţii. Pe de o parte, pulverizarea metodelor de calcul în nenumărate procedee pline de ingeniozitate, dar aplicabile unor structuri particulare, iar pe de alta, abandonarea unor structuri rebele la asemenea ingeniozităţi (şi, ca atare, ocolirea lor în proiectare) sau acceptarea unor aproximaţii în divorţ vizibil cu fenomenul real.

Introducerea pe scară largă a calculatoarelor va îndrepta statica construcţiilor pe făgaşul ei natural, îi va deschide considerabil orizontul, o va purifica de puzderia de procedee particulare. Ea este, însă, condiţionată de o pregătire prealabilă pe mai multe planuri: material (achiziţionarea unor calculatoare numeroase, de capacităţi variate); psihologic (modificarea mentalităţii inginerilor proiectanţi); didactic (asimilarea metodelor de calcul adecvate calculatoarelor electronice şi, neplăcut, dar indispensabil, cunoaşterea programării propriu-zise).

M. Rubinstein şi-a propus alcătuirea unei cărţi în care să expună, atît sistematizarea în formă matricială a metodelor de calcul static al structurilor (sistematizare premergătoare programării), cît şi noţiuni elementare privind programarea propriu-zisă a acestor metode. Programele sînt scrise în limbajul algoritmic FORTRAN, limbaj care s-a impus în ultimii ani aproape în exclusivitate în domeniul calculelor tehnice şi e folosit în toate ţările — un veritabil esperanto al inginerilor.

Noţiunile de alcătuire a programelor sînt expuse în capitolul 1. În capitolele 2 şi 3 se introduc elementele de bază ale calculului static într-o formă adaptată calculului matricial. Noţiunile matematice necesare (determinanţi, matrici, rezolvarea sistemelor de ecuaţii liniare) sînt dezvoltate în capitolele 4 şi 5. În capitolul 6 se introduc noţiunile şi teoremele energetice din mecanica construcţiilor exprimate în formă matricială (lucru mecanic, energie de deformaţie, termene de reciprocitate).

Capitolul 7, esenţial pentru întreaga lucrare, este dedicat problemei ,,transformării informaţiilor în structuri''. Se deduc matricile de transformare, atît pentru vectori definiţi într-un singur sistem de axe de referinţă (vectori-forţe şi vectori-deplasări), cît şi pentru vectori definiţi în sisteme de axe de referinţă diferite. Se stabilesc relaţii deosebit de interesante între matricile de transformare.

În capitolele 8 şi 9 se dezvoltă în formă matricială, pe baza expresiilor stabilite anterior, metoda generală a forţelor şi metoda generală a deplasărilor; pentru a doua metodă se expune şi un program de calcul într-o variantă de notare a mărimilor statice (în aşa-zisul ,,sistem codificat'').

În completare, în capitolul 10 se propun procedee de calcul bazate pe utilizarea substructurilor (sisteme de bază static sau geometric nedeterminate) destinate să micşoreze ordinul matricilor de inversat şi, de asemenea, procedee care permit transformarea matricilor de deformabilitate sau de rigiditate în matrici tridiagonale. Procedeelor de calcul iterativ le este dedicat capitolul 11.

În capitolul 12 se formulează procedee de calculul plăcilor, cu referire specială la metoda elementelor finite.

Cartea lui M. Rubinstein se situează, prin natura şi modul de abordare a problemelor, la mijlocul distanţei dintre un manual adresat inginerilor şi un curs de facultate. Ea reprezintă, de fapt, sinteza unor prelegeri ale autorului (profesor la Universitatea din California) ţinute în cadrul unor cursuri de perfecţionare a inginerilor. Modul de expunere, specific multor cărţi tehnice americane, este cel inductiv. Se examinează cu prioritate cazuri simple (adesea pe baza unor exemple de calcul), trecîndu-se apoi treptat spre situaţii mai generale, mai complicate. Intenţiile pedagogice ale autorului sînt vizibile, iar reuşita este deplină.

Cititorul este sedus de claritatea expunerii, de înlănţuirea logică şi transparentă a demonstraţiilor, fruct al unei experienţe didactice îndelungate şi, poate în egală măsură, a dorinţei permanente de a se face înţeles.

Cartea reprezintă un mijloc foarte eficient pentru a lua contact cu problemele de programare a calculelor statice, pentru a risipi complexul de reţinere atît de frecvent al inginerilor proiectanţi formaţi la şcoala riglei de calcul, pentru a stimula interesul cititorilor faţă de acest nou şi captivant mod de abordare a staticii construcţiilor.

Dr. ing. **Adrian Scarlat**

DOCUMENTARE

DEZVOLTAREA STAŢIILOR MOBILE DE CONCASARE

În multe cariere, staţiile de concasare sînt montate pe amplasamente fixe, în clădiri. Între excavatoarele care lucrează în front şi aceste staţii de concasare se intercalează un transport intermediar cu autobasculante, care implică o serie de cheltuieli importante de investiţii şi exploatare. Necesitatea de a se coordona capacitatea vehiculelor cu aceea a excavatoarelor mari, care se utilizează în prezent în cariere, precum şi cu debitele în continuă creştere ale exploatărilor moderne, a dus la adoptarea unor basculante de capacităţi din ce în ce mai mari. Creşterea acestor capacităţi este însă limitată de creşterea disproporţionată a costului vehiculelor.

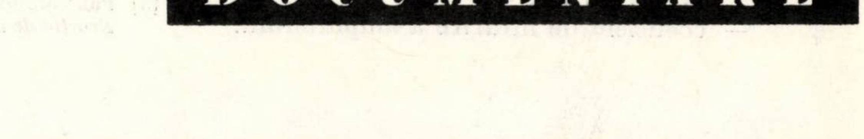
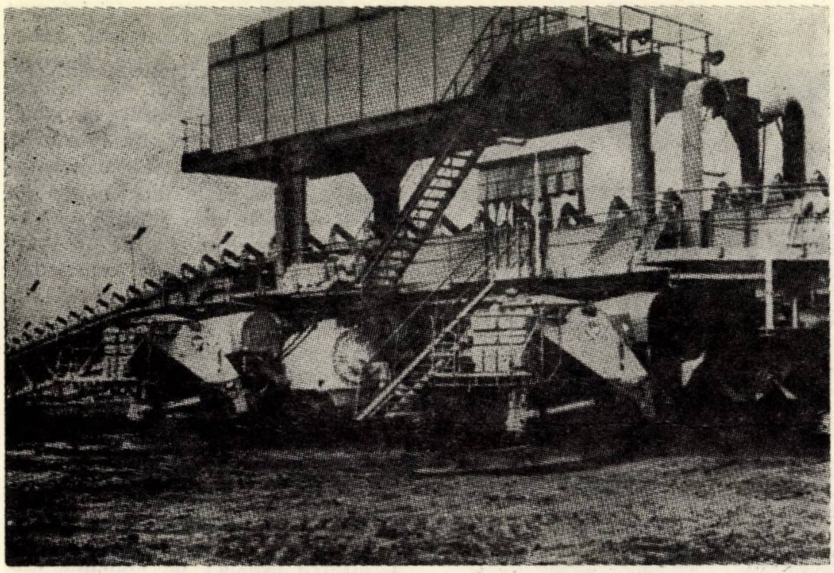


Fig. 1 — Staţie de concasare mobilă cu mecanism de deplasare păşitor. Debit 500 t calcar pe oră



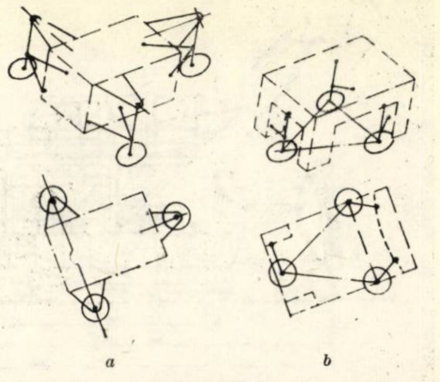


Fig. 3 – Mecanisme pășitoare cu suporturi individuale demontabile *(a)* și fixe *(b)*

← Fig. 2 – Stație mobilă de acționare a unui transportor cu bandă prevăzută cu un mecanism pășitor cu patru suporturi demontabile. Greutate 300 t

În ultimii ani, în R.F.G. au luat o mare dezvoltare stațiile mobile de concasare, care lucrează în front împreună cu excavatoarele, materialul concasat fiind transportat către fazele următoare ale procesului de fabricație cu ajutorul transportoarelor cu bandă. Aceste instalații s-au dovedit, în condițiile din R.F.G., mai avantajoase din punct de vedere economic decît cele fixe.

Primele instalații mobile de concasare au fost prevăzute cu mecanisme de deplasare pe șenile, care, deși asigurau o bună mobilitate, prezentau și o serie de dezavantaje.

Există însă stații care se deplaseză foarte rar, ceea ce a permis să se adopte, pentru deplasarea lor, mecanisme pășitoare hidraulice, mai ușoare și mai ieftine decît cele cu șenile (fig. 1). Aceeași soluție este adesea adoptată pentru stațiile de acționare și de descărcare ale sistemelor de transportoare cu bandă de mare capacitate (fig.2).

Picioarele acestui tip de mecanism pot fi demontabile, ceea ce permite deplasarea unui număr mare de agregate cu un număr redus de dispozitive. Un astfel de picior mobil, cu o greutate proprie de 18 t, poate ridica sarcini de 130 t.

Cînd nu este necesar ca suporturile să fie demontabile, respectiv nu se utilizează un singur mecanism pășitor pentru deplasarea mai multor agregate, cele trei picioare pot fi combinate într-un mecanism unic, care are o instalație hidraulică mai simplă, fiind necesari numai trei cilindri verticali pentru ridicare și trei cilindri orizontali pentru deplasare (fig. 3).

Mecanismele cu trei suporturi au avantajul că sînt static determinate. Ridicarea unui suport nu poate produce deci apariția unor eforturi importante suplimentare necunoscute în vreunul din ceilalți doi. Acționarea unui singur cilindru de deplasare determină mișcarea celorlalți doi ca un mecanism patrulater.

Capetele cilindrilor și cele ale tijelor pistoanelor sînt asamblate cu plăcile de reazem pe sol și cu șasiul stației mobile prin lagăre sferice. Fusurile sferice cromate se sprijină pe cuzineți cu căptușeală de material plastic. Lagărele sînt prevăzute cu burdufuri de protecție, care împiedică pătrunderea prafului și noroiului.

Tijele cromate ale pistoanelor nu au burdufuri de protecție, pentru ca să poată fi controlate mai ușor. Ele sînt prevăzute cu inele de curățire din material plastic

Deplasarea stației cu ajutorul mecanismului cu trei cilindri se realizează printr-un joc de ventile, care pot fi comandate de la un tablou central. Funcționarea mecanismului poate fi automatizată.

Noul tip de mecanism pășitor combinat permite amplasarea stațiilor de concasare în cele mai bune poziții în raport cu excavatoarele, atît în plan, cît și pe verticală. De asemenea, se poate realiza orizontalitatea șasiului stației chiar și pe terenuri cu denivelări.

În figura 4 se dă schița unei stații mobile de concasare echipată cu un mecanism pășitor combinat. În timpul funcționării, stația se sprijină pe trei

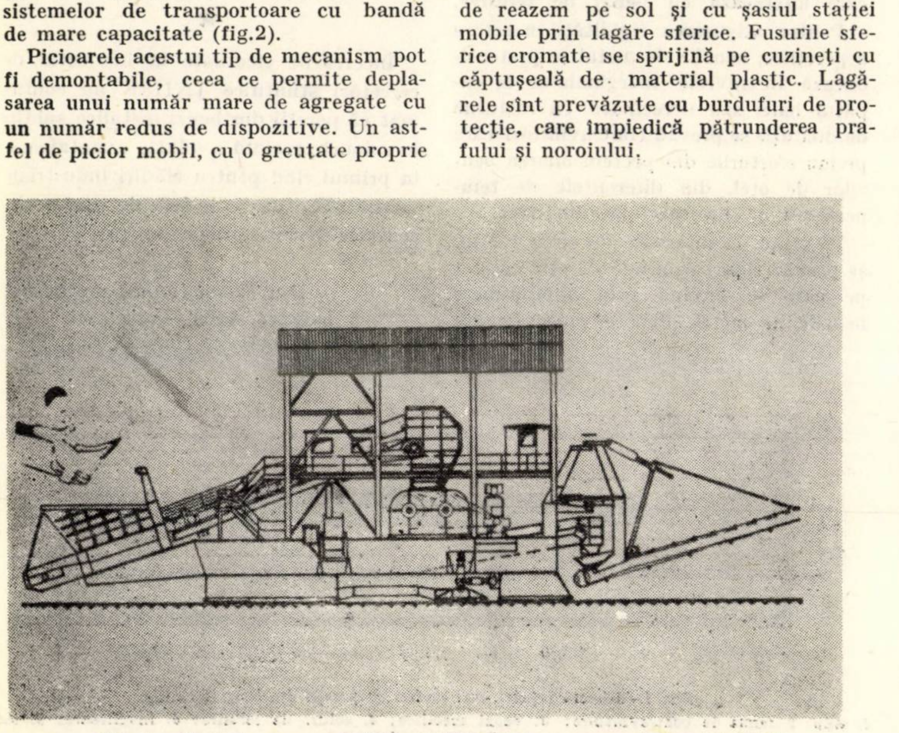


Fig. 4 – Stație de concasare pășitoare. Debit 500 t calcar pe oră. Greutate 480 t

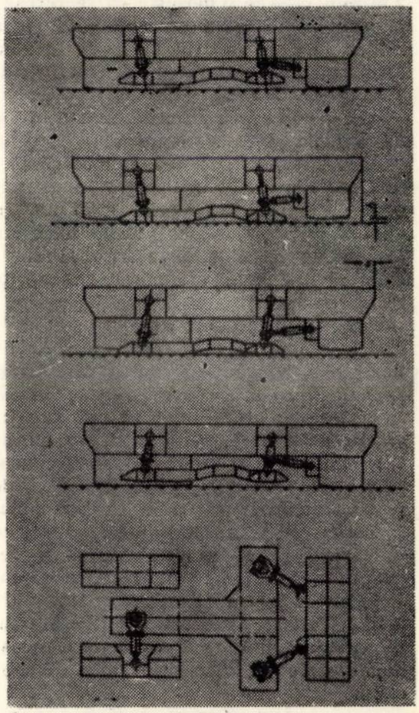


Fig. 5 – Schema de funcționare a unui mecanism pășitor static determinat

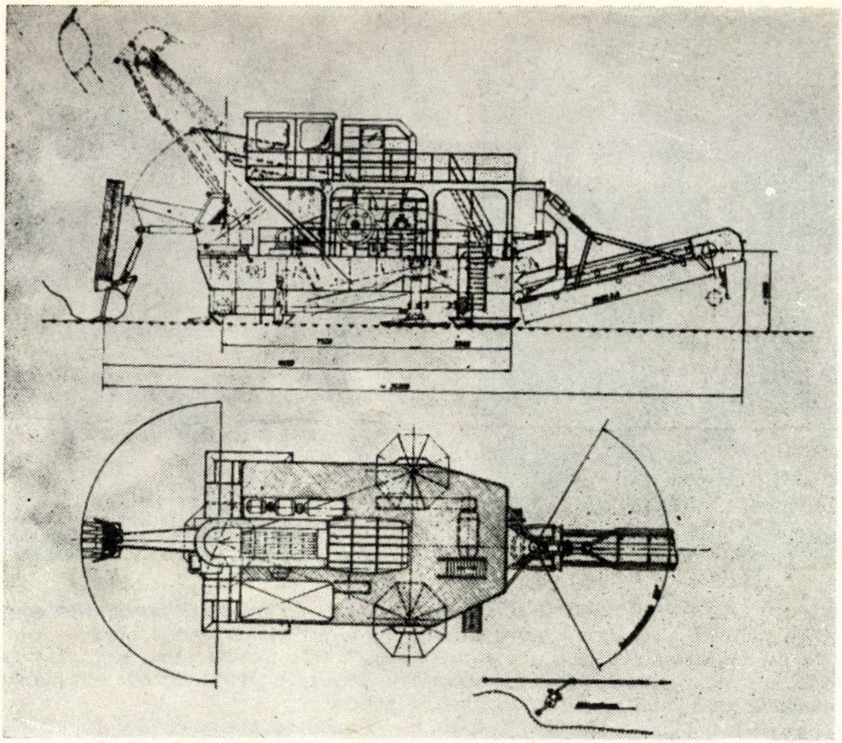


Fig. 6 – Staţie păşitoare de excavare şi concasare. Debit 500 t/h. Greutate 280 t

tălpi. Păşirea se realizează după un program, ale cărui faze sînt reprezentate schematic în figura 5. Suprafeţele de reazem ale mecanismului păşitor pot fi realizate din trei plăci separate (fig.1) sau dintr-o singură placă rigidă, cu puncte de sprijin sferice cu rază de curbură (fig. 4 şi 5).

Presiunea pe sol este de cca 1 kg/cm² în timpul deplasării, cînd staţia se sprijină pe tălpile mecanismului păşitor şi 0,6 kg/cm² în timpul sprijinirii pe tălpile fixe.

Viteza de deplasare a staţiei este de 2 m/min, ceea ce îi permite să se retragă în timpul derocării cu explozivi şi să revină apoi în poziţia de lucru într-un timp scurt. Staţia poate urca fără dificultăţi pante de 10%.

Din compararea diferitelor tipuri de mecanisme păşitoare rezultă :

1. Avantajele mecanismelor cu şenile : mişcare continuă pe direcţie longitudinală ; adaptabilitate mai bună pentru exploatare de durată ; putere necesară mai mică ; viteză de deplasare mai mare ; existenţa unei mai îndelungate experienţe de exploatare.
2. Avantajele mecanismelor păşitoare : greutate şi preţ mai mic ; posibilitate de deplasare pe mai multe direcţii şi deci drumuri mai scurte ; lipsa solicitărilor suplimentare în timpul rotirii ; presiune pe teren mai mică ; sarcinile care apar în timpul funcţionării concasorului se transmit prin tălpile fixe de reazem direct la teren ; în timpul funcţionării staţiei, mecanismul păşitor este descărcat şi poate fi revizuit şi reparat ; o mai bună adaptare la teren.

În figura 6 se arată un agregat de mare productivitate, rezultat din montarea, pe o singură platformă păşitoare, a mecanismului de excavare şi a staţiei de concasare.

Din *Zement – Kalk – Gips*, nr. 12, 1968

PEREŢI DE CONSTRUCŢII INDUSTRIALE DIN BENZI METALICE SUBŢIRI

În cadrul institutului de cercetări ştiinţifice ŢNIISK din U. R. S. S. a fost elaborat un nou sistem de pereţi de hale industriale din benzi subţiri de oţel zincat sau aluminiu cu grosimea de 1 mm. Benzile de metal, livrate în rulouri, se montează în fîşii orizontale care alternează cu benzi de ferestre.

Pentru asigurarea rigidităţii necesare a pereţilor, benzile de metal se pretensionează. În traveele marginale de la capătul halei sau învecinate cu rosturile de dilataţie se prevăd contravîntuiri care preiau eforturile din pretensionarea benzilor de oţel, din diferenţele de temperatură şi din sarcinile din vînt.

Pe stîlpi, la intervale de circa 1,2 m, se prevăd rigle orizontale de oţel cornier pe care se îmbină prin suprapunere benzile de metal. Pentru pretensionare se foloseşte un dispozitiv special format din două plăci de oţel care se fixează cu buloane de benzile metalice. Pretensionarea se face cu ajutorul unor buloane ancorate în contravînturile marginale ale scheletului de rezistenţă al clădirii. Mărimea efortului de pretensionare se determină astfel ca la temperatura cea mai ridicată a aerului, eforturile de întindere din benzi să fie de 100–150 kg/cm². După preîntindere, benzile metalice se fixează de riglele scheletului cu buloane sau nituri.

La sarcinile din vînt, benzile lucrează atît în direcţie longitudinală, cît şi transversală, ca membrane cu deschiderea de 1,2 m.

La preţurile din U. R. S. S. este avantajoasă utilizarea benzilor de oţel zincat cu grosimea de 1 mm şi lăţimea de 1 250 mm.

Utilizarea benzilor de aluminiu este recomandată numai pentru clădiri cu condiţii de mediu agresiv sau cu cerinţe arhitecturale speciale.

La clădirile încălzite, pereţii din benzi metalice într-un singur strat se înlocuiesc cu o alcătuire în trei straturi, la care stratul intermediar este format dintr-un material termoizolant uşor, iar stratul interior dintr-un material decorativ.

Comparaţiile tehnico-economice efectuate au arătat că greutatea pereţilor din benzi metalice este de 8–23 de ori mai redusă decît a pereţilor din panouri de beton armat, iar costul lor mai redus cu 17–20% în cazul benzilor de aluminiu şi cu 45–49% în cazul benzilor de oţel zincat.

★

Încercările efectuate la institutul de cercetări ştiinţifice ŢNIISK au confirmat că pereţii din benzi metalice subţiri în rulouri prezintă o soluţie avantajoasă, în primul rînd pentru clădiri industriale neîncălzite, cum ar fi hale de turnătorie, centrale termice, depozite etc.

Din *Promîşlennoe stroitelstvo*, nr. 6, 1969

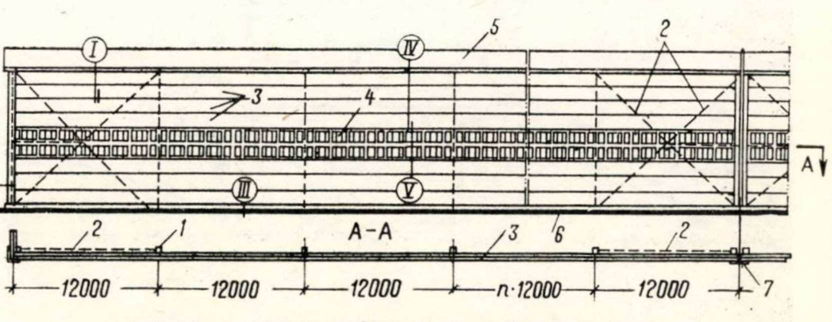


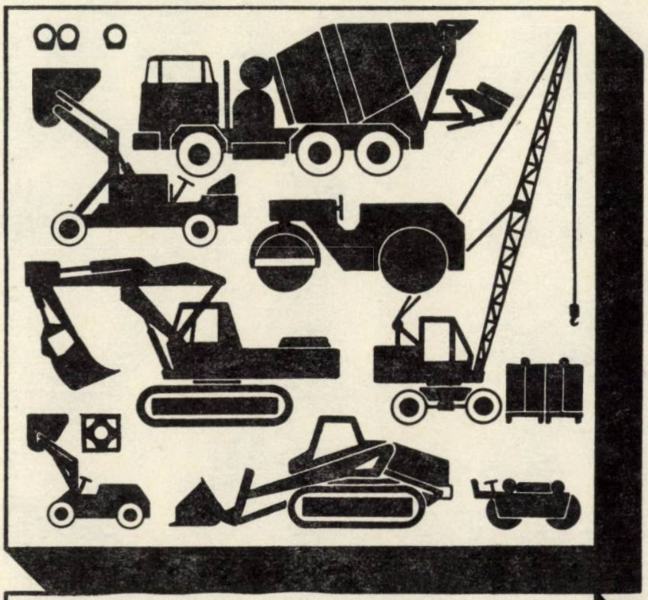
Fig. 1 – Schema faţadei unei clădiri cu pereţii din benzi metalice

1. stîlp; 2. ferma de contravîntuire; 3. benzi metalice; 4. goluri de ferestre; 5. învelitoare; 6. soclu; 7. rost de dilataţie

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

Tîrgul din Hanovra — Ediția 1970

vă oferă o privire de ansamblu asupra realizărilor pe plan mondial în domeniile



Maşini de construcţii
Maşini pentru industria materialelor de construcţie

utilaje şi instalaţii complete — noutăţi şi soluţii. o privire de ansamblu unică asupra pieţei mondiale de astăzi şi de mîine — contacte importante — informaţii sigure — dispoziţii ferme Examinaţi tot ce corespunde cerinţelor dv şi clientelei dv Luaţi cunoştinţă de ceea ce vă pot oferi ramurile înrudite.

TÎRGUL DIN HANOVRA
EDIȚIA
1970

Sîmbătă 25 aprilie
— duminică 3 mai

Tîrgul — o imagine
a viitorului economiei R.F.G.

Prospecte de specialitate şi un nomenclator al firmelor participante se pot obţine gratuit prin Deutsche Messe- und Ausstellungs- AG D-3000, Hannover — Messegelände Tel: (0511) 891 ● Telex: 0922728**

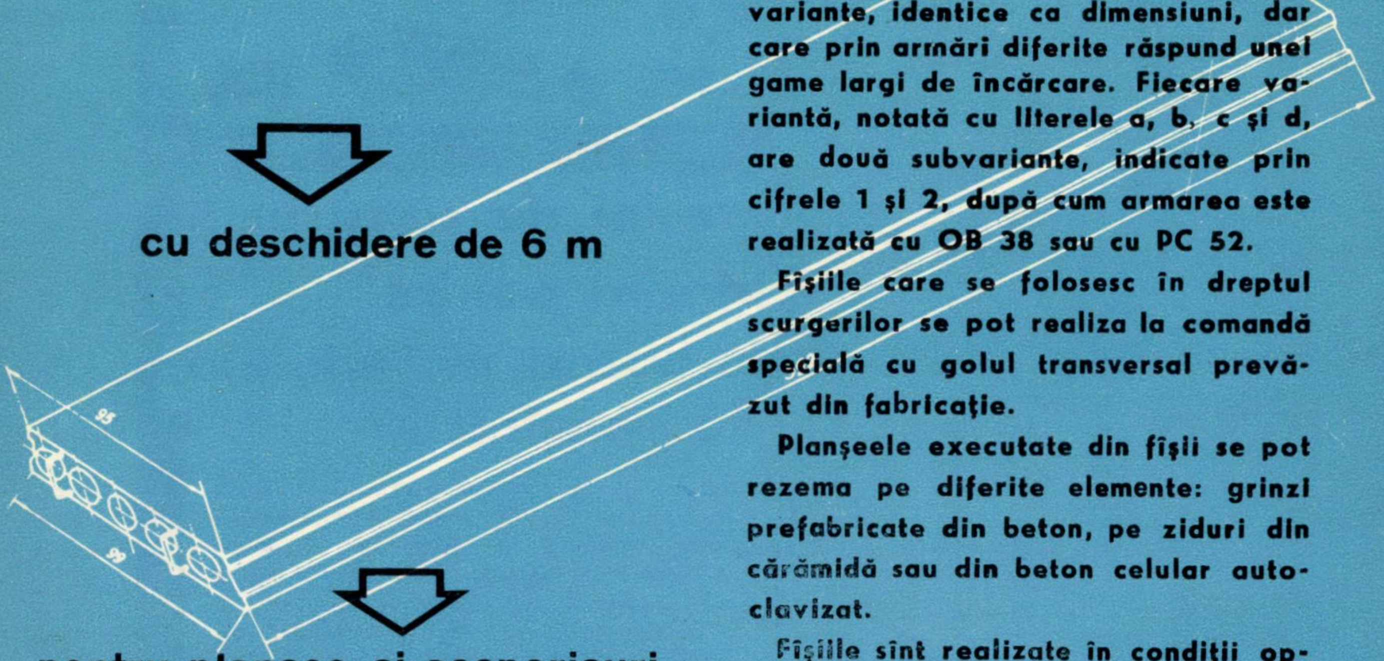
Publicom

UN NOU PRODUS AL INDUSTRIEI DE PREFABRICATE

Fîşii cu goluri din beton armat

cu deschidere de 6 m

pentru planşee şi acoperişuri



Executate conform catalogului I.P.C.T. 2130-68, fîşiile se folosesc la acoperişurile şi la planşeele construcţiilor civile, social-culturale şi industriale la care este necesară realizarea unor tavane netede.

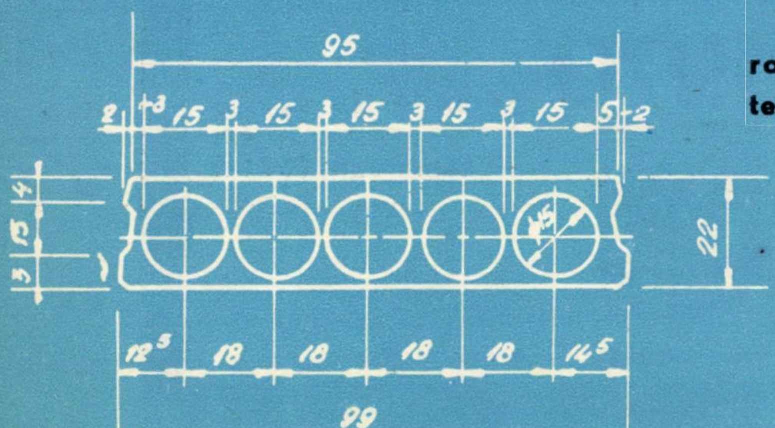
Folosirea lor asigură o perfectă izolare termică şi fonică. Acoperişurile rezistă în perfecte condiţii la solicitările seismice. Se fabrică în patru variante, identice ca dimensiuni, dar care prin armări diferite răspund unei game largi de încărcare. Fiecare variantă, notată cu literele a, b, c şi d, are două subvariante, indicate prin cifrele 1 şi 2, după cum armarea este realizată cu OB 38 sau cu PC 52.

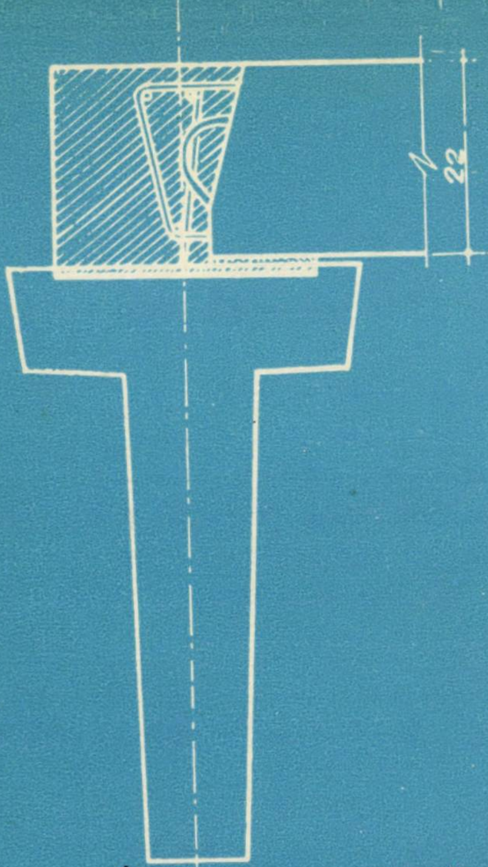
Fîşiile care se folosesc în dreptul scurgerilor se pot realiza la comandă specială cu golul transversal prevăzut din fabricaţie.

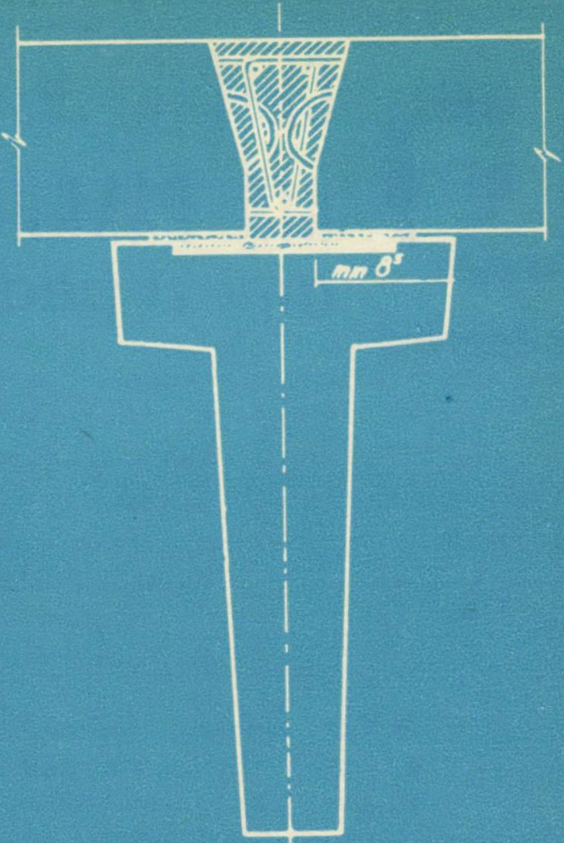
Planşeele executate din fîşii se pot rezema pe diferite elemente: grinzi prefabricate din beton, pe ziduri din cărămidă sau din beton celular autoclavizat.

Fîşiile sînt realizate în condiţii optime de calitate. Betonul cu marca B 300 se prepară din agregate spălate şi sortate cu granula de maximum 15 mm şi ciment cu rezistenţe iniţiale mari — RIM 200 sau RIM 300. Vibrarea se face pe masă vibrantă.

Turnate exclusiv în tipare metalice robuste, fîşiile au dimensiunile în limitele unor toleranţe strînse.







Armătura se execută din plase și carcase sudate prin puncte din oțeluri-beton de calitatea cea mai bună: STM, OB 38 și PC 52.

Pentru ridicare, fîșiile sînt prevăzute cu bucle speciale din oțel-beton cu diametrul de 12 mm.

Folosirea pe șantier a fîșiilor cu goluri de deschidere mare conduce la:
- reducerea totală a consumului de cherestea;
- creșterea productivității muncii la montaj;
- folosirea rațională a capacității de ridicare a macaralelor;
- scurtarea termenelor de execuție;
- realizarea unor construcții durabile și de calitate excelentă.

Indicativ	Dimensiuni (cm)		Greutate element	Calitatea oțelului la armătura de rezistență	Încărcări kg/mp				Momente, inclusiv greutate proprie (kgm)	
					Normate		Calcul			
	Nominal	De execuție			Utile	Gr. proprie	Utile	Gr. proprie	De calcul	Capabile
FG a_1	600×100	592×99	1,90	OB 38	450	330	595	365	4100	4450
FG a_2				PC 52						5350
FG b_1				OB 38	360		490		3660	4100
FG b_2				PC 52						4280
FG c_1				OB 38	290		390		3230	3440
FG c_2				PC 52						3620
FG d_1				OB 38	230		310		2880	3110
FG d_2				PC 52						3280

Producător: ÎNTREPRINDEREA DE PREFABRICATE DIN BETON HUNEDOARA
DEVA, STR. SÎNTUHALM NR. 1 — TELEFON 2128

Repartiții: CENTRALA INDUSTRIALĂ A PREFABRICATELOR DIN BETON — BUCUREȘTI

baukema

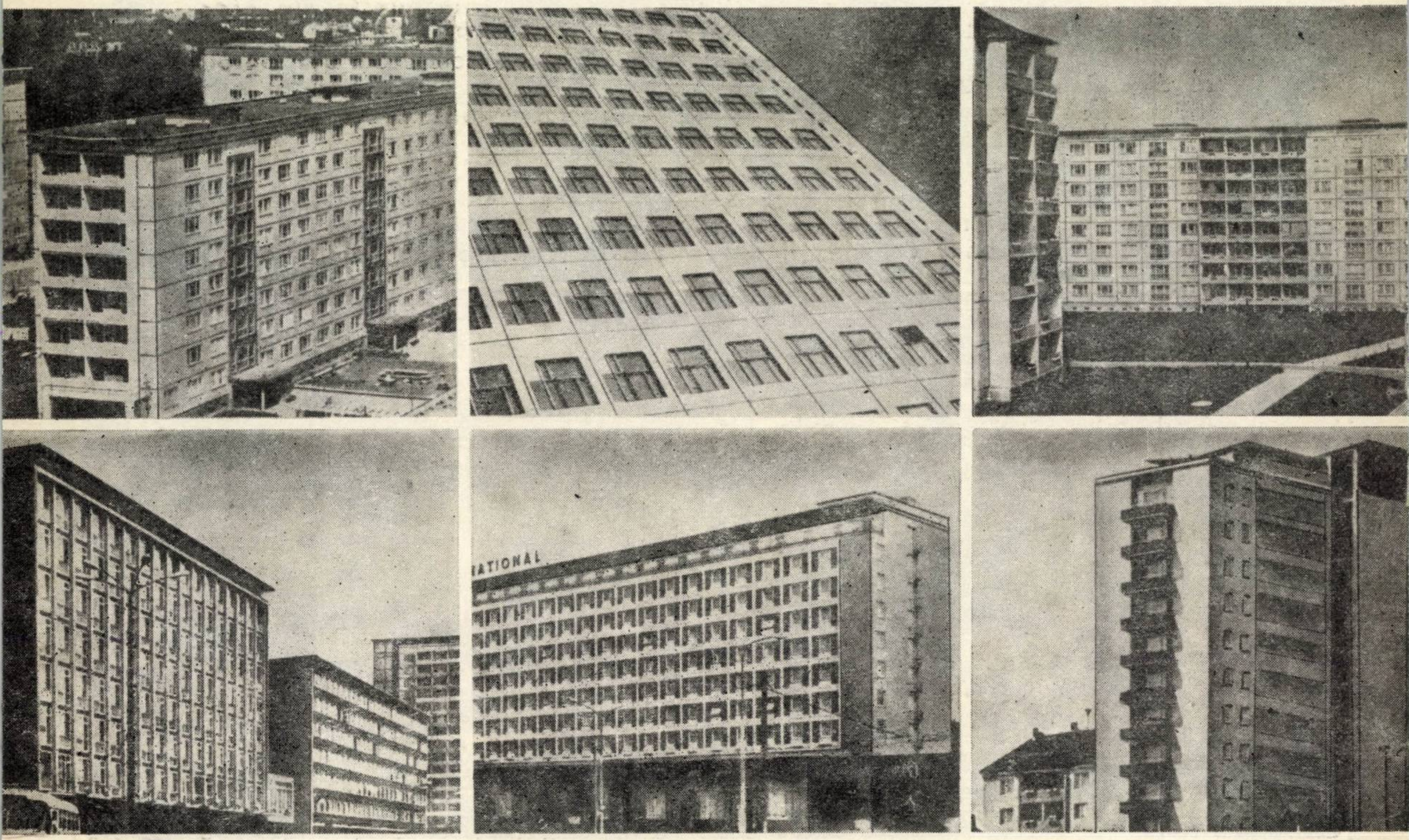
CLĂDIRI DE LOCUIT DIN PANOURI MARI

mai repede—mai bine—mai ieftin

Reducere cu 58% a duratei de execuție
Posibilități variate de alcătuire a partiului
Reducere cu 15% a costului construcțiilor
În numai 820 de ore executarea integrală a unui apartament de 3 camere prin utilizarea panourilor mari de pereți
Furnizăm instalații complete de diverse capacități pentru executarea de panouri mari prefabricate
Informații detaliate la cerere

VVB BAU-, BAUSTOFF- UND KERAMIKMASCHINEN
R.D.G. — 701 Leipzig, Katharinenstrasse 17
Republica Democrată Germană
Aparține Uniunii Baukema pentru apărarea mărcii fabricii

1970 JUN 11



Exportator:
MASCHINEN•EXPORT
Întreprindere de stat pentru comerțul exterior
108 Berlin, Mohrenstrasse 53—54
Republica Democrată Germană

Vă rugăm să ne vizitați la Tîrgul de primăvară de la Leipzig — Hala 19 sau standurile în aer liber B III și D V

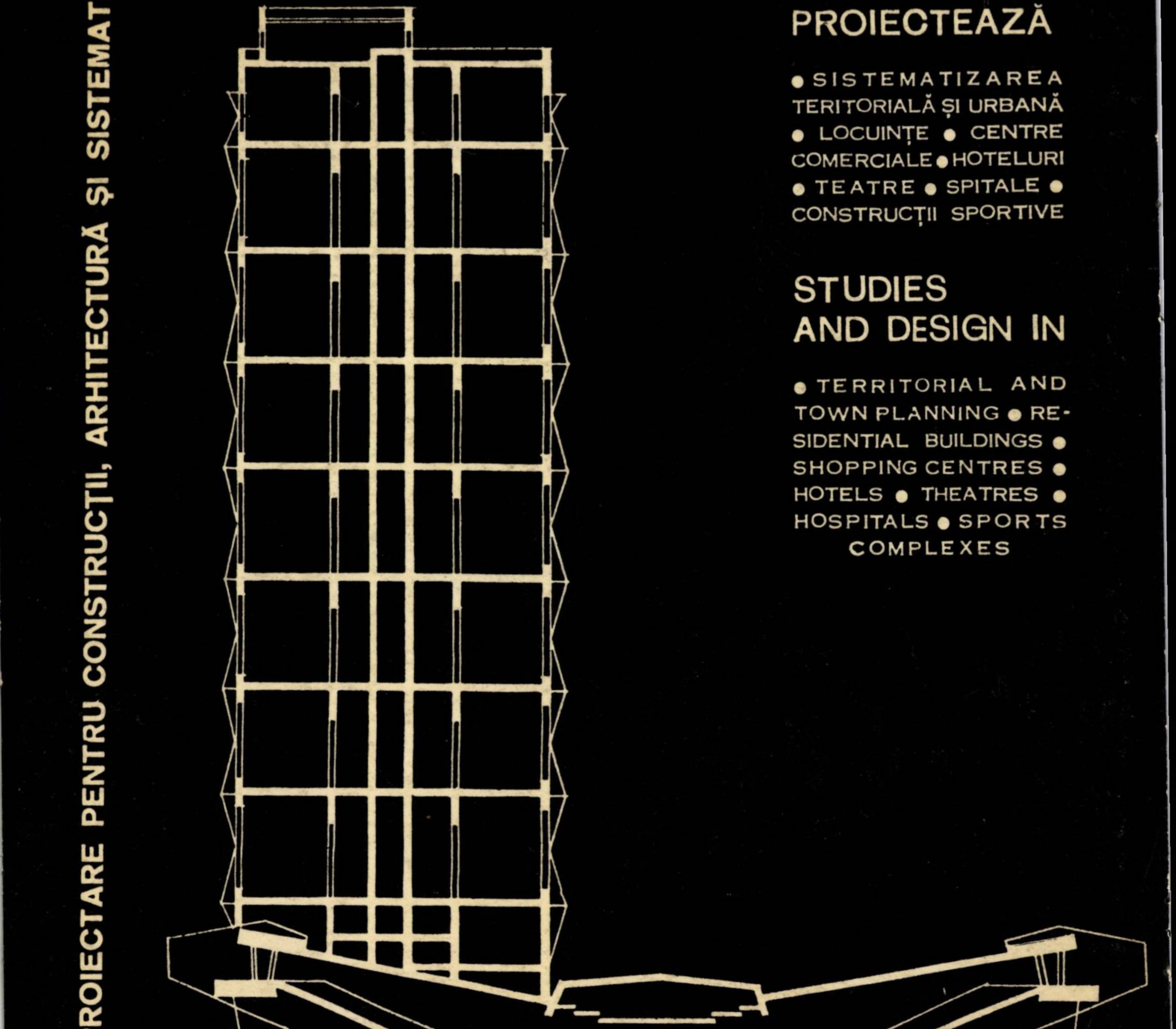
TRUSTUL 1
CONSTRUCTII
MONTAJE

EXECUTA:

- construcţii industriale
- lucrări speciale de beton armat, beton armat precomprimat, montaje de prefabricate, silozuri, castele de apă
- construcţii metalice
- construcţii civile şi social-culturale
- complexe agro-zootehnice
- montaje de instalaţii tehnologice

Bucureşti • Calea Victoriei nr. 91-93 • Telefon 16.73.60 — 14.56.97

INSTITUTUL DE STUDII ȘI PROIECTARE PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE



PROIECTEAZĂ

● SISTEMATIZAREA TERITORIALĂ ȘI URBANĂ ● LOCUINȚE ● CENTRE COMERCIALE ● HOTELURI ● TEATRE ● SPITALE ● CONSTRUCȚII SPORTIVE

STUDIES AND DESIGN IN

● TERRITORIAL AND TOWN PLANNING ● RESIDENTIAL BUILDINGS ● SHOPPING CENTRES ● HOTELS ● THEATRES ● HOSPITALS ● SPORTS COMPLEXES

ISCAS

BUCUREȘTI 22 ● STRADA SNAGOV NR. 53–55 ● TELEFON: 11.78.40

E 1683

REZERVA

R

04

Organ al
Ministerului
Construcțiilor
Industriale

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

3

1970

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

3

VOLUMUL 22

1970

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

SUMAR

I. NAICU
C Stîlpi flexibili pentru susţineri de conducte . . 113

R. AGENT
R Considerarea conlucrării spaţiale în calculul sarcinei critice de flambaj a stîlpilor la hale industriale cu poduri rulante 118

E. KEINTZEL
C Un calcul spaţial simplificat al construcţiilor multietajate simetrice 130

F. E. DABIJA
R Aspecte din proiectarea antiseismică a clădirilor înalte din Japonia 134

A. ŞTEFĂNESCU GOANGĂ
R Utilizarea experimentală a oţelului dublu (Bi-stahl) la construirea unui siloz de cereale . . . 143

ARIADNA BOGHIAN
R Procedeu combinat de tratare electrotermică a betonului înainte şi după turnare 148

R. J. BALLY
R Consideraţii cu privire la prognoza tasării masivelor de loees umezite 153

R. DINESCU, M. CERCHEZ, R. GIUŞCĂ, R. ENEA
C Analiza fazală cantitativă a unor mase ceramice alumino-silicatice fabricate în ţară 160

A. STĂNESCU
C Reducerea consumului specific de combustibil la cuptoarele de geamuri 163

CRONICA

RECENZII

43 305

CONSTRUCŢII ŞI MATERIALE DE CONSTRUCŢIE,
organ al Ministerului Construcţiilor Industriale

Redacţia: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, sector 1, telefon: 16.49.14. Administraţia şi casieria: C.D.C.A.S., Bd. 1848, nr. 10, sectorul 4. Abonamentele se primesc numai la sediul administraţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 64.03.01.19 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului —
REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1970, conform aprobării D.P.D.P. nr. 10/10556/1970

Tiparul: Întreprinderea Poligrafică „Informaţia" — Bucureşti, c. 5016

SUMMARY

I. NAICU : Elastic columns for supporting a pipe

The author shows how was solved the supporting structure of a 1500 m long heat supply pipe where local traffic conditions imposed the keeping of a predetermined clear height and therefore required the use of flexible supporting columns. An example illustrating a situation when separate columns were the only possible solution.

RADU AGENT : Computation of the critical buckling load of the columns of industrial halls with travelling cranes with regard to their spatial behaviour. Part I : Plane behaviour

This is Part I of a work in which a procedure is given for determining the critical buckling load for the columns of industrial halls with travelling cranes under the action of vertical loads conveyed to them from the roof structure and the rolling track beams and assuming that there occurs a spatial behaviour in which participate the columns directly stressd by the travelling cranes as well as the other less loaded columns. Such spatial behaviour of the structure is achieved through the medium of the roof floor which is assumed to be an indeformable slab and the buckling of the directly loaded columns is partially prevented by the remaining columns of the structure.

EINAR KEINTZEL : A simplified spatial computation of symmetrical multistorey structures

The author shows how it is possible to systematically organize the computation of a structure consisting of several vertical diaphragms some of which are solid, and some of which include openings. The procedure is basically founded on a ,,substitute framework" which has proved an efficient tool for simplifyng computations without introducing errors worth mentioning.

F. E. DABIJA : Some aspects pertaining to the earthquake resistant computation of high rise structures in Japan

The article briefly deals with the basic criteria and methods presently applied in Japan in designing high rise structures in Japan ; the author makes use of several peculiar aspects encountered in designing and constructing two such structures.

The highly complex character of the problems linked with seismic phenomena requires the utilization of electronic computers for analysing the dynamic response ; in the case of unusual structures tests are carried out on either reduced or full scale models.

A. ŞTEFĂNESCU-GOANGĂ : Experimental utilization of double steel shapes (BI Stahl) at the construction of a grain silo

The constant concern for an ever increased economic efficiency of reinforced concrete structures has resulted in Austria in the production of double steel shapes (BI Stahl) made of hot rolled steel St 50 whose rupture strength exceeds, when cold drawn, the 8000 kg/cm^2 limit.

The author first describes the characteristics and shapes of this new product and then shows how it has been experimentally used by Building Trust No. 5 of Braşov responsible for the construction of a grain silo in Tg. Secuiesc.

ARIADNA BOGHIAN : A combined electrothermal procedure of curing the concrete prior to and after its casting

The article describes an electrothermal procedure of concrete curing consisting of two distinct technological stages : preheating of the concrete before it is cast, by means of electrodes supplied with electrical current of 380 V, and heating of the concrete after it is cast by means of surface electrodes supplied with electrical current of 50 V.

The satisfactory results of the laboratory investigations have made possible to put into practice the above procedure while casting a reinforced concrete floor slab.

R.J. BALLY: Some thoughts on forecasting the settlement of humidified loess

It is the author's opinion that all present forecasting methods merely determine the order of magnitude (but not the exact value) of the settlements of a loess, and that this is valid only for the maximum theoretical settlements. This is mainly due to several sources of inaccuracy namely: heterogeneity of the loess; the relations between the flooded volume and the surrounding soil; the influence of a spatial stress pattern; the chronological development of loading and humidification. Instead of constantly improving the accuracy of every forecast of the maximum settlements would be therefore much more profitable to standardize its determination, and utilize the latter as an indirect and comparative index for estimating the probable future behaviour of a loess. As to the real settlements and the ability of a structure of adapting itself to them, the author thinks it would be particulalrly interesting to collect and then statistically interpret field data pertaining to existing structures

R. DINESCU, M. CERCHEZ, R. GIUSCA, R. ENEA: Quantitative phase analysis of several alumino-silicate ceramic masses manufactured in Romania

The authors describe the phase compositions of several ceramic products determined by means of a diffractometer and by applying X-rays spectrometry, and compare them with the results obtained by applying chemical analysis methods.

ANGHEL STĂNESCU: Bringing down the specific fuel demand of glass kilns

The author shows the results of a common action planned by several glass factories, the Research Institute and the Design Institute for Building Materials in order to bring down the fuel consumption in glass kilns. He also points out the directions the research works should follow in the future.

SOMMAIRE

I. NAICU: Piliers flexibles pour soutènements de conduites

L'auteur présente l'exécution du soutènement d'une conduite thermique parcourant un tracé de 1 500 m et qui, pour des raisons locales de circulation, doit être posée à la hauteur du gabarit auquel but on a utilisé des piliers flexibles.

La solution de soutènement choisie: piliers isolés.

RADU AGENT: Prise en considération de la coopération spatiale dans le calcul de la charge critique de flambage des piliers des halls industriels à ponts roulants. Première Partie: Travail conjoint en plan.

Ceci est la première partie d'un ouvrage qui présente un procédé servant à déterminer la charge critique de flambage des piliers de halls industriels à ponts roulants sous l'action de charges verticales transmises au toit par les poutres de roulement, le calcul tenant compte du travail conjoint des piliers directement mis en charge par les ponts roulants et des autres piliers, moins sollicités. Grace à cette coopération, réalisée par l'intermédiaire du planché de toiture, supposé à rondelle indéformable, le flambage des piliers directement mis en charge est partiellement empêché par le restant des piliers de la structure.

EINAR KEITZEL : Un calcul spatial simplifié des constructions à plusieurs niveaux symètriques

L'auteur présente une modalité de systhématisation du calcul, dans le cas des structures constituées de plusieursdiaphragmes verticaux, à creux ou pleins. Le principe est celui du ,,cadre remplaçant", qui représente un procédé efficace pour simplifier les calculs sans introduire d'erreurs importantes.

F. E. DABIJA : Quelques aspects présentés par l'établissement de projets antiséismiques pour les batiments de grande hauteur construits au Japon

L'auteur fait une présentation des principes et méthodes appliqués à l'heure actuelle à l'établissement de projets pour la construction de hauts immeubles antiséismiques au Japon ; la présentation est illustrée de certains aspects caractéristiques rencontrés dans l'activité de conception et mise en oeuvre des projets établis pour deux bâtiments appartenant à cette catégorie.

Etant donné le caractère particulièrement complexe des problèmes se rattachant aux phénomènes séismiques, pour analyser la réponse dynamique il faut avoir recours aux services fournis par les calculatrices électroniques, tandis que si la construction implique des particularité tout à fait spéciales on a recours à des essais sur des modèles réalisés à l'échelle réduite et à l'échelle naturelle.

A. ŞTEFĂNESCU-GOANGĂ : Utilisation expérimentele de l'acier double (BI Stahl) à la construction d'un silo pour céréales

L'acier double fabriqué en Autriche (BI Stahl) est un acier St 50 laminé à chaud lequel, lorsqu il est étiré à froid, voit sa résistance accrue à plus de 8 000 kgf/cm^2, et de ce fait son emploi comme renforcement dans les constructions en béton armé est extrêmement économique.

L'auteur présente d'abord les caractéristiques et les formes constructives de l'acier utilisé, pour passer ensuite à la description d'une construction faite à titre d'expérience par le Trust 5 Construction de Braşov, l'objectif réalisé étant un silo de céréales, dans la ville de Tîrgul Secuiesc.

ADRIANA BOGHIAN : Procédé combiné de traitement électrothermique du béton avant et après le coulage

L'auteur présente un procédé de traitement électrothermique du béton en deux phases technologiques, à savoir : préchauffe du béton avant la mise en oeuvre, au moyen d'électrodes alimentées par un courant électrique de 380 V, et chauffe du béton après sa mise en oeuvre, au moyen d'électrodes de surface alimentées par un courant électrique de 50 V.

Les recherches de laboratoire, qui ont donné de bons résultats, ont permis l'application du procédé à un cas réel d'un plancher en béton armé.

R.J. BALLY : Considerations sur la prognose du tassement des massifs de loess humectés

L'auteur soutient que les méthodes actuelles utilisées pour la prognose du tassement des loess déterminent seulement l'ordre de grandeur (mais non pas la valeur exacte) et seulement pour les tassements maximum théoriquement possibles. La cause principale : plusieurs sources inhérentes d'imprécision telles que la manque d'homogénéité des loess, la relation entre le volume inondé et le massif environnant, influence de l'état spatial des efforts et les précédents de mise en charge et humidification. En conséquence plus importante que l'amélioration de la précision de prognose de la terrasse maxima est la normalisation de sa détermination, en sorte qu'elle puisse être utilisée comme indice indirect et comparatif pour apprécier le comportement probable du massif de loess. Quant aux tassements effectifs et à la capacité d'y adapter les constructions, un particulier intérêt présente la collection et l'interprétation statistique des données concernant les constructions existantes.

R. DINESCU, M. CERCHEZ, R. GIUSCA, R. ENEA : L'analyse quantitative par phases de quelques masses de céramiqes alumino-silicates fabriquées en Roumanie

L'auteur présente les compositions par phases de quelques produits céramiques déterminées au moyen d'un diffractomètre suivant un méthode spectrométrique à radiation X, par comparaison avec les résultats obtenus par analyse chimique.

ANGHEL STĂNESCU : Réduction de la consommation spécifique de combustible dans les fours pour vitres

L'auteur présente les résultats obtenus à la suite des actions entreprises conjointement par les fabriques de vitres, l'Institut de Recherches et l'Institut d'études de conception pour matériaux de construction, dans le but de réduire la consommation de combustibles dans les fours à vitres. Il donne également quelques indications sur l'orientation future des recherches.

INHALT

I. NAICU : Elastische Säulen als Rohrleitungsstützen

Der Autor beschreibt die Verlegung eines 1500 m langen Wärmetransportrohrs ; da die vorhandenen örtlichen Verkehrsbedingungen die Wahrung einer festgesetzten lichten Höhe forderten wandte man sich an elastische Säulen. Es sollte ausserdem daran erinnert werden dass derartige getrennte Säulen in diesem Falle eine auferlegte Lösung bildeten.

RADU AGENT : Bestimmung der kritischen Knicklast der Säulen einer Industriehalle mit Laufkran unter Berücksichtigung des räumlichen Verhaltens. Teil I : Ebenes Verhalten

Dies ist der erste Teil einer umfangreicheren Arbeit in der ein Verfahren vorgeführt wird das zur Bestimmung der kritischen Knicklast der Säulen einer Industriehalle mit Laufkran dienen soll ; es wird angenommen dass den Säulen die senkrechte Dachbelastung und die von den Rollbahnträgern herrührenden Lasten übertragen werden ; das Rechenverfahren berücksichtigt dass die unmittelbar durch die Rollbahnträger belasteten Säulen mit den anderen weniger belasteten Säulen zusammenarbeitten. Diese Zusammenarbeit die durch das Vorhandensein der als unverformbare Scheibe angenmmenen Dachplatte gewährleistet ist, hat als Folge dass das Knicken der unmittelbar belasteten Säulen teilweise durch die übrigen Säulen der Tragkonstruktion verhindert wird.

EINAR KEINTZEL : Ein vereinfachtes räumliches Rechenverfahren für mehrstöckige symetrische Tragkonstruktionen

Der Autor erklärt wie der Rechengang systematisch organisiert werden soll sobald es sich um Tragkonstruktionen handelt die aus mehreren vertikalen Scheiben bestehen, welche letztere entweder voll sind oder Hohlräume aufweisen. Das Verfahren besteht grundsätzilich in der Anwendung eines ,,Ersatzrahmens" — ein wertvolles Mittel das zur Vereinfachung des Rechenganges beiträgt ohne aber auch nennenswerte Fehler mit sich zu bringen.

F.E. DABIJA: Einige Aspekte der erdbebensicheren Bemessung von Hochbauten in Japan

Der Artikel bietet einen Überblick der Grundlagen und Verfahren die gegenwärtig bei jeder erdbebensicheren Bemessung von Hochbauten in Japan angewandt werden — alles veranschaulicht an Hand von eigenartigen Aspekten denen man bei der Bemessung und dem Bau zweier derartiger Bauten begegnete.

Nimmt man Rücksicht auf den hochkomplexen Charakter sämtlicher Probleme in Zusammenhang mit Erdbebenerscheinungen so ist man gezwungen bei der Untersuchung der dynamischen Antwort an die Dienste elektronischer Rechenmaschinen zu appellieren ; bei besonders bedeutenden Bauten werden sogar Modellversuche in reduziertem oder natürlichem Maszstab durchgeführt.

A. STEFANESCU-GOANGĂ : Versuchsmässige Anwendung von Doppelstahlprofilen (BI-Stahl) beim Bau eines Geitreidesilos

Die ununterbrochene Sorge um ein Maximum an Wirtschaftlichkeit im Bereich der Stahlbetonkonstruktionen zu erzielen hat Österreich überzeugt Doppelstahlprofile (BI-Stahl) zu erzeugen ; dazu verwendet man warmgewalzten St 50 Stahl der, wenn kaltgezogen, eine Festigkeit erreicht die die 8000 kg/cm^2 Grenze überschreitet.

Der Autor macht uns bekannt mit den Eigenschaften und der baulichen Gestaltung der Profile um hinterher die versuchsmässige Anwendung zu beschreiben die im Rahmen des Kronstädter Bautrust No. 5 durchgeführt wurde anlässlich der Errichtung eines Getreidesilos in Tg. Secuiesc.

ARIADNA BOGHIAN : Ein kombiniertes elektrothermisches Behandlungsverfahren vor und nach Betonschüttung

Der Artikel beschreibt ein elektrothermisches Behadlungsverfahren für Betone das zwei technologische Phasen voraussetzt u.zw. : Vorwärmung des Betons vor Schüttung unter Anwendung von Elektroden denen 380 V Strom zugeführt wird und Erwärmung des Betons nach Schüttung unter Anwendung von Flächenelektroden denen 50 V Strom zugeführt wird.

Die guten Ergebnisse der Laborforschungen haben ermöglicht das Verfahren beim Bau einer Stahlbetongeschossplatte anzuwenden.

R.J. BALLY : Zur Prognose der Setzungswerte bei befeuchtetem Loess

Der Autor ist der Ansicht dass die gegenwärtig angewandten Verfahren lediglich die Bestimmung der Grössenordnung (nicht aber auch den genauen Wert) der Setzungswerte eines Loess ermöglichen — und das nur für die grösstmöglichen theoretischen Setzungswerte. Als Hauptursache werden mehrere unumgängliche Fehlerquellen angegeben, darunter : Ungleichartigkeit des Loess ; die Beziehungen des befeuchteten Loess zum umgebenden Erdreich ; Einfluss des räumlichen Spannungsbildes und Verlauf der Belastungs — und Befeuchtungsvorgänge. Es wäre deshalb viel wichtiger, anstatt die Genauigkeit der Setzungsprognose zu heben das Bestimmungsverfahren zu standardisieren um es hinterher als eine mittelbare und vergleichende Kennziffer anzuwenden sobald es nötig ist das mögliche künftige Verhalten eines Loess zu schätzen. Was die tatsächlichen Setzungen und die Anpassungsfähigkeit der Tragkonstruktionen anbetrifft, wäre es besonders interessant sämtliche Daten die bestehenden Bauten betreffend zu sammeln und statistisch zu deuten.

R. DINESCU, M CERCHEZ, R. GIUSCA R. ENEA : Quantitative Phasenanalyse einiger keramischen aluminium-silikathaltigen Massen in Rumänien erzeugt

Der Artikel beschreibt die Phasenzusammensetzung einiger keramischen Erzeugnisse bestimmt am Diffraktionsmessungsgerät unter Anwendung der Roentgenschen Spektralanalyse und vergleicht sie mit den Ergebnissen einer chemischen Analyse.

ANGHEL STĂNESCU : Herabsetzung des spezifischen Brennstoffverbrauchs bei Glassöfen

Der Autor führt vor die Ergebnisse einer gemeinsam geplanten Aktion der Glaserzeuger, des Forschungsinstituts und des Projektierungsinstituts für Baustoffindustrie abgezielt auf eine Herabsetzung des Brennstoffverbrauchs bei Glasöfen. Es werden ebenfalls angegeben die Entwicklungrichtungen der Forschungstätigkeit.

СОДЕРЖАНИЕ

И. НАЙКУ: Гибкие столбы для подвешивания трубопроводов

Автор представляет способ, при помощи которого было осуществлено подвешивание трубопровода для питания теплом на протяжении в 1 500 м который по местным причинам движения должен находиться на высоте свободного проезда. Для удовлетворения этих условий были применены гибке столбы. Было решено использовать их в одиночку.

РАДУ АДЖЕНТ: Учёт пространственной совместной работы при расчёте критической нагрузки при продольном изгибе колонн промышленных цехов с крановыми мостами. Часть I: Совместная работа в плане

Статья является первой частью работы, в которой представлен приём определения критической нагрузки при продольном изгибе колонн промышленных цехов с мостовыми кранами под воздействием вертикальных нагрузок, передаваемых крышей и крановыми балками, учитывая прирасчёте совместную работу между колоннами, нагруженными непосредственно мостовыми кранами и прочими колоннами, на которые приходятся меньшие нагрузки. Вследствие этой совместной работы, осуществляемой через посредство плиты крыши, которая рассматривается как безбалочная недеформирующаяся плита, продольный изгиб колонн непосредственно нагруженных, частично затрудняется остальными колоннами несущей схемы.

ЕЙНАР КЕЙНЦЕЛЬ: Пространственный упрощённый расчёт симметричных многоэтажных зданий

Автор представляет способ упорядочения расчёта при несущих схемах, состоящих из нескольких вертикальных диафрагм, среди которых некоторые с проёмами Принцип основывается на ,,замещающей раме'', которая является действенным способом в целях упрощения расчёта без внесения значительной погрешности.

Ф. Е. ДАБИЖА: Аспекты противосейсмического проектирования высотных зданий в Японии

В статье представлены принципы и методика, применяемые в настоящее время в Японии, при проектировании высотных зданий. Изложенное иллюстрируется при помощи некоторых характерных аспектов, встреченых при проектировании и возведении двух зданий такого рода. В этом смысле, учитывая особо сложный характер вопросов, связанных с сейсмическими явлениями, для анализа динамического ответа прибегают к услугам электронно-вычислительных машин, а в случае особо важных зданий и сооружений производятся испытания моделей в уменьшенном масштабе или натурных размерах.

А. ШТЕФЭНЕСКУ ГОАНГЕ: Экспериментальное использование дважды обработанной стали (В I — Сталь) при возведении зернохранилища

Для получения максимальной экономичености железобетонных зданий и сооружений, в Австрии, была изготовлена дважды обработанная сталь (В I-Сталь), которой является горячекатаная Ст 50, достигающая при холоднотянутой обработке прочность более 8 000 кг/см^2.

После изложения характеристик и видов стали автор описывает её экспериментальное использование, произведенное 5-тым Брашовским I Строительным Трестом при возведении зернохранилища в Тыргул-Секуеск.

АРИАДНА БОГИАН: Смешанный способ электро-теплообработки бетона до и после укладки его в дело

Атвтор описывает способ электро-теплообработки бетона в двух технологических фазах: подогрев бетона до его укладки в дело , что производится при помощи электродов, питаемых электротоком в 380 в и нагревание бетона после укладки в дело, что производится поверхностными электродами и током в 50 в.

Лабораторные исследования, при которых были получены хорошие результаты позволили применить указанный способ в реальном случае при выполнении железобетонного перекрытия.

Р. Ж. БАЛЛИ: Соображения относительно прогноза усадки увлажнённых лёсссовых масивов

Автор заявляет, что существующие методы прогноза усадки лёссов определяют лишь порядок размера (а не точное значение) и только в отношении максимально теоретически возможных усадок. Главной причиной такого положения являются несколько неизбежных источников неточностей: неоднородность лёссов, связь между увлажнённым обиёмом и окружающим массивом; влияние пространственного состояния усилий и истории нагрузки и увлажнения. Следовательно, важнее увеличения точности прогноза максимальной осадки является стандартизация её определения, таким образом, чтобы ее можно было бы использовать как косвенный и сравнимый показатель для оценки вероятного поведения лёссового массива. Что касается действительных осадок и возможностей приспособления к ним зданий и сооружений, особый интерес представляет сбор и статистическое толкование данных, относящихся к существующим зданиям и сооружениям.

Р. ДИНЕСКУ, М. ЧЕРКЕЗ, Р. ДЖЮШКА,Р. ЭНЯ: Количественный фазный анализ некоторых керамических кремнеалюминиевых масс, изготовленных в С. Р. Румыния

В статье изложены фазные составы некоторых керамических изделий, определённые по спектрометрическому методу лучами X, при помощи дифрактометра, в сопоставлении с результатами, полученными при помощи химического анализа.

АНГЕЛ СТЭНЕСКУ: Снижение удельного расхода топлива для стеклопавительных печей

Автор излагает результаты полученные вследствие сообщных действий, предпринятых стеклозаводами, Исследовательским институтом и Институтом по проектированию строительных материалов с целью снижения расхода топлива для стеклоплавильных печей, Одновременно указаны направления будущих исследований.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

STÎLPI FLEXIBILI PENTRU SUSŢINERI DE CONDUCTE

Dr. ing. **I. Naicu**
IPRAN

Susţinerea conductelor termice şi tehnologice la înălţime se face, în general, cu ajutorul unor construcţii special destinate acestui scop. Pentru conductele care admit distanţe mari între reazeme ele constau în stîlpi izolaţi, iar pentru conductele care admit distanţe mici între reazeme se folosesc estacade (stîlpi cu grinzi).

Referindu-ne la stîlpii izolaţi, remarcăm că aceştia primesc de la conducte, în general, următoarele categorii de sarcini :

a) Sarcini verticale care provin din greutatea conductelor, a izolaţiilor etc., sînt proporţionale cu distanţa între reazeme şi se multiplică cu un coeficient egal cu 1,2—1,5, avînd drept scop asigurarea contra denivelării posibile a reazemelor datorită montării sau tasării inegale.

b) Sarcini orizontale transversale care se datoresc acţiunii vîntului asupra conductelor sau sînt efecte seismice.

c) Sarcini orizontale longitudinale provocate de frecarea conductelor, care, din cauza variaţiilor de temperatură, se deplasează pe reazemele mobile. Ele mai provin din reacţiile elastice ale compensatorilor de dilataţie sau din forţele dinamice rezultate din curgerea agentului termic respectiv, acestea acţionînd în reazemele fixe. Efectele ultimelor două fenomene pot fi diminuate printr-o aşezare judicioasă a reazemelor fixe şi a compensatorilor. Se recomandă ca valoarea forţelor orizontale de frecare să se ia între 0,3 şi 0,6 din forţele verticale de calcul.

Ţinînd seama de înălţimea mare a stîlpilor, dictată de gabaritele pentru circulaţie, momentele încovoietoare date de forţele de frecare sînt importante şi în general hotărăsc dimensionarea stîlpilor. Cît priveşte forţele orizontale transversale, ele acţionează pe o direcţie în care stîlpii sînt dezvoltaţi din motive constructive de creare a spaţiului pentru aşezarea conductelor, astfel că ele, în general, nu duc la sporuri dimensionale.

Anularea sau diminuarea forţelor de frecare au preocupat totdeauna pe proiectanţi şi cercetători, care au conceput aparate de reazem cu dispozitive speciale (role sau rulouri) care reduc foarte mult coeficienţii de frecare.

Aceste aparate sînt însă scumpe şi necesită întreţinere permanentă. Din această cauză nu sînt utilizate decît în cazuri izolate, la conducte cu diametru foarte mare. S-a încercat, de asemenea, să se folosească stîlpi pendulari pentru reazemele mobile. Această soluţie prezintă însă dificultăţi la realizarea articulaţiilor şi alte dificultăţi la susţinerea stîlpilor în timpul montării conductelor, fapt care a făcut să nu capete o utilizare largă.

Temperaturile de regim ale conductelor termice sînt foarte ridicate (300 — 500°), iar deplasările lor pe reazemele mobile sînt mari. Dacă ţinem seama, însă, că oricît ar fi de mari aceste deplasări, ele au totuşi valori limitate, se naşte ideea de a crea stîlpi flexibili, care să se încovoaie o dată cu deplasarea conductelor. Contrar sistemului cunoscut de a crea stîlpi rigizi capabili să suporte forţa de frecare ce apare o dată cu deplasarea conductei, în cazul propus, fenomenul de frecare nu se mai produce.

Ţinem seama că stîlpii sînt încastraţi cu un capăt în fundaţii. În aceste condiţii, dacă forţa orizontală capabilă să producă la celălalt capăt o săgeată egală cu deplasarea conductei este mai mică decît cea din frecare, ne aşteptam să obţinem dimensiuni mai mici pentru stîlpi, deci soluţii mai economice. Trebuie să amintim, însă, că, din cauza deformaţiilor pronunţate la care sînt supuşi stîlpii, creşte pericolul ca ei să-şi piardă stabilitatea. Este astfel necesară o verificare atentă a stabilităţii lor.

Este un fapt curent că stîlpii construcţiilor se încovoaie o dată cu dilatarea riglelor care îi leagă, din cauza variaţiilor de temperatură climatică, iar pînă la anumite lungimi ale construcţiilor, nici nu se evaluează efectele acestei încovoieri. Totuşi, cînd aceste lungimi sînt mai mari, se prevăd rosturi de dilataţie pentru a preveni fenomenul, iar în afară de aceasta, variaţiile temperaturii climatice sînt de ordinul cîtorva zeci de grade, în vreme ce variaţiile temperaturilor la conductele termice sînt de ordinul multor sute de grade. În plus, în cazul conductelor care joacă rol de rigle, continuitatea este obligatorie. Astfel, nu se pot realiza rosturi de dilatație prin simplă întrerupere, ci prin intercalarea unor piese speciale numite compensatori pentru dilatație, care pot să preia deformațiile fără a întrerupe continuitatea conductelor. Aceste piese sînt costisitoare și practica arată că, pentru a se obține soluții generale economice, ele trebuie puse la distanțe de 60—80 m.

În aceste condiții, ideea de a prelua dilatarea conductelor prin încovoierea stîlpilor nu a fost folosită pînă acum în proiectele de susțineri. Menționăm însă că ea duce la rezultate eficiente numai dacă traseul conține conducte cu același regim termic (caz particular : o singură conductă), pentru a se evita torsiuni ale stîlpilor din cauza deplasărilor diferite ale diverselor conducte. Pentru trasee cu conducte mai multe, avînd regimuri termice diferite, este necesar ca cel puțin două dintre ele să aibă variații identice de temperatură. Acestea vor fi singurele care se vor fixa pe stîlpi prin articulații, iar stîlpii vor urmări prin încovoiere dilatările lor. Celelalte conducte vor fi lăsate să gliseze pe stîlpi ca și cum aceștia ar fi stîlpi obișnuiți. În acest fel, forțele de frecare nu vor acționa asupra stîlpilor, ci se vor descărca sub formă de forțe axiale în conductele fixate de stîlpi.

În cele ce urmează vom vorbi despre susținerea unei conducte de alimentare cu căldură care parcurge un traseu de 1500 m și care, din motive locale de circulație, trebuie să stea la înălțimea de gabarit, unde s-au folosit stîlpi flexibili. [*]

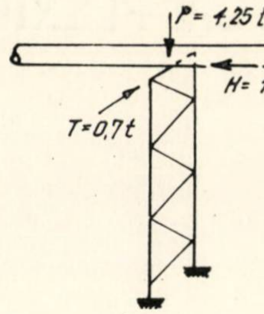
Lucrarea este executată și dată în exploatare. În tabela 1 se arată că, față de soluțiile cunoscute, s-au obținut indici de consum și de cost mult mai buni și o scurtare a duratei de execuție prin reducerea volumului de lucru pe șantier.

Tabela 1

Soluția	Metal pentru un stîlp (kg)	Valoarea unui stîlp (lei)	Metal total (kg)	Valoarea totală (lei)	Metal %	Lei %
Stîlpi flexibili	517	3 072	33 600	222 000	100	100
Stîlpi rigizi de metal	979	5 900	63 500	384 000	189	173
Stîlpi rigizi de beton	601	4 302	39 000	279 000	116	126

Programul vast de termoficare a ansamblurilor de locuințe din țara noastră, precum și numeroasele unități industriale care se construiesc fac ca numărul traseelor de conducte termice și tehnologice să fie mare și lungimea lor totală de asemenea. Utilizarea unor susțineri economice capătă astfel importanță pe măsura întinderii domeniului utilizării lor.

Fig. 1



Conducta de care vorbim admite o distanță între reazeme de 18,00 m, astfel că se impune soluția de susținere cu stîlpi izolați. În afara ei mai este o conductă de retur a condensului, cu diametru mult mai mic, care va fi agățată de cea principală la intervalele necesare, fără a fi nevoie de sprijiniri suplimentare. Sarcina verticală pe care o aduce conducta la stîlpii de rezemare curentă este $P = 4{,}25$ t. Sarcina orizontală transversală din vînt este $T = 0{,}7$ t.

În sistemul clasic de rezolvare, fiecare stîlp rigid ar avea schema de încărcare din figura 1, în care

$$H = 0{,}3 \times 4{,}25 = 1{,}3 \text{ t}$$

În plus, trebuie să se țină seamă de coeficientul de flambaj. În soluția adoptată, stîlpii sînt fixați cu conducta și au forma unor grinzi cu zăbrele cu tălpile paralele, încastrate în fundații, iar lungimea totală este de 6,00 m.

Pentru tălpi au fost suficiente două profile U 8, iar diagonalele au fost realizate din corniere ușoare. Compensatorii de dilatație au fost așezați la 78,00 m interval (fig. 2), astfel că

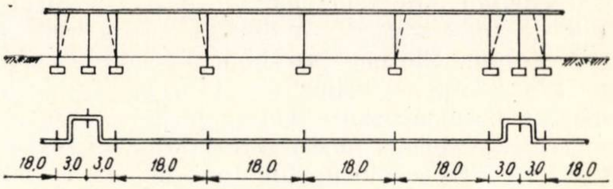


Fig. 2

pentru stîlpii cei mai apropiați de compensatori, săgeata la capătul superior, egală cu deplasarea conductei, este $\delta = 12{,}6$ cm corespunzător unei temperaturi de regim de 300°.

Observăm că săgeata reprezintă 1/47 din lungimea stîlpului, raport cu totul neobișnuit în construcții.

În condițiile stîlpului flexibil adoptat [*], forța orizontală H, capabilă să provoace la capătul său o săgeată egală cu 12,6 cm, este de 160 kg, astfel că schema de sarcini este cea din figura 3.

Verificarea la stabilitate a stîlpului, absolut necesară în condițiile date, se poate face prin metode exacte, dar foarte laborioase, sau prin metode aproximative. Una dintre acestea din urmă este metoda energetică. Ea constă în a evalua energia interioară de deformație și a o compara cu lucrul mecanic al forțelor respective exterioare, pentru complexul de sarcini care acționează stîlpul. Aproximația constă în aceea că putem admite pentru fibra medie deformată a stîlpului ecuații simple, care duc la calcule simple, în locul ecuațiilor exacte, care sînt complicate. Singura condiție pe care o vom impune acestor ecuații este aceea de a îndeplini condițiile de capăt. Depărtarea de curbele reale de deformație duce la erori neglijabile pentru exigențele care se cer în proiectare. Menționăm că vom admite chiar ecuații diferite, pentru diverse ipoteze de încărcare, urmărind tot timpul găsirea unui calcul cît mai simplu și știind că, orice ecuație vom adopta, dacă sînt respectate condițiile de capăt, nu ne vom depărta prea mult de rezultatele exacte.

---

[*] La elaborarea proiectului a participat și ing. A. Moga.

[*] Am definit ca stîlpi flexibili acei stîlpi care în exploatare lucrează cu săgeți mult mai mari decît cele admise de normele uzuale.

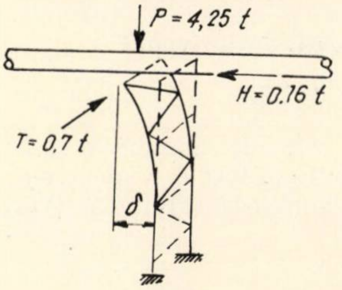


Fig. 3

Stîlpul fiind dezvoltat suficient pe direcție transversală, pierderea stabilității se poate produce numai în lungul traseului. Ținînd seama că legăturile între tălpi au rigiditate redusă, vom admite că, în lung, ele lucrează independent, astfel că vom examina o singură talpă la sarcinile care îi revin conform cu figura 3. Vom considera fiecare sarcină în parte și vom calcula valoarea energiei de deformație (ΔU) și valoarea lucrului mecanic al forțelor exterioare (ΔL).

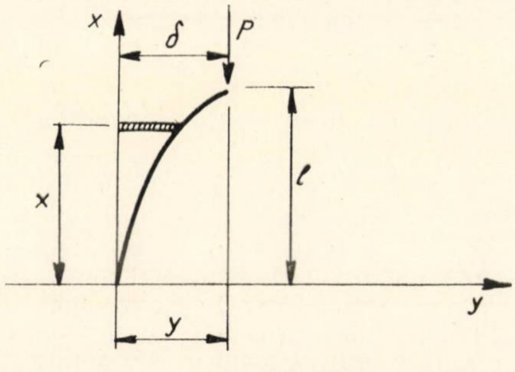


Fig. 4

a) Încărcarea cu sarcina verticală P. Admitem că axa deformată este definită de ecuația (fig. 4)

$$y = \frac{\delta x^2}{l^2}$$

unde δ este săgeata la capătul stîlpului.

Expresia energiei de deformație este :

$$\Delta U = \int_0^l \frac{M^2\,dx}{2EJ}$$

În ipoteza aceasta, expresia momentului este :

$$M = P(\delta - y) = P\left(\delta - \frac{\delta x^2}{l^2}\right)$$

Înlocuind și efectuînd integrala, obținem :

$$\Delta U = \frac{4}{15}\,\frac{P^2\,\delta^2\,l}{EJ}$$

Lucrul mecanic al forței exterioare P este dat de relația :

$$\Delta L = P\lambda$$

unde am notat cu λ deplasarea pe verticală a punctului de aplicație al forței P după deformație. Valoarea acestei deplasări poate fi determinată din expresia :

$$\lambda = \int_0^l (ds - dx) \cong \int_0^l \frac{1}{2}\left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx = \frac{2}{3}\,\frac{\delta^2}{l}$$

$$\Delta L = \frac{2}{3}\,\frac{P\cdot\delta^2}{l}$$

b) Încărcarea din sarcina orizontală H (fig. 5).

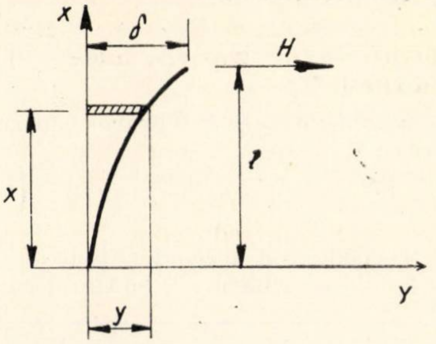


Fig. 5

Expresia momentului este :

$$M = H(l - x).$$

Expresia energiei de deformație este :

$$\Delta U = \int_0^l \frac{M^2 dx}{2EJ} = \int_0^l \frac{H^2(l - x)^2}{2EJ}\,dx\,;$$

$$\Delta U = \frac{H^2 l^3}{6EJ}$$

Ținînd seama că forța H are o valoare proporțională cu deplasarea punctului de aplicație și creșterea ei de la zero la valoarea finală se face treptat, expresia lucrului mecanic este :

$$\Delta L = \frac{1}{4}H$$

c) Încărcarea din sarcina orizontală T. Această sarcină se transmite la tălpile stîlpului sub forma de sarcină axială, care se poate considera

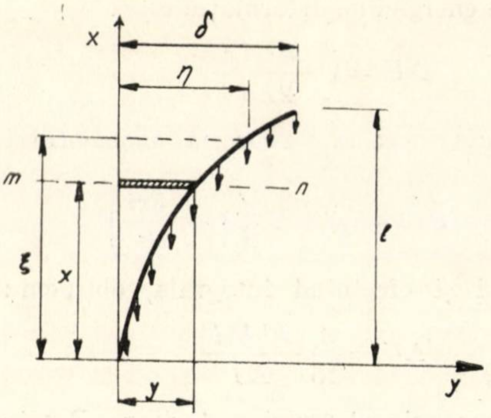


Fig. 6

ca fiind uniform distribuită, iar sub această formă o notăm cu q. Pentru această ipoteză vom admite că axa deformată este definită de ecuația (fig. 6) :

$$y = \delta\left(l - \cos\frac{\pi x}{2l}\right)$$

Expresia momentului încovoietor în secțiunea curentă $m-n$ va fi :

$$M = \int_x^l q(\eta - y)\, d\xi$$

Introducîndu-se y din ecuația fibrei deformate și remarcînd că :

$$\eta = \delta\left(l - \cos\frac{\pi\xi}{2l}\right)$$

vom obține după integrare, pentru M, expresia :

$$M = q\delta(l - x)\cos\frac{\pi x}{2l} - \frac{2l}{\pi}\left(l - \sin\frac{\pi x}{2l}\right)$$

Introducînd această valoare în expresia energiei de deformație și efectuînd calculele, găsim :

$$\Delta U = \int_o^l \frac{M^2 dx}{2EJ} = \frac{\delta^2 q^2 l^3}{2EJ}\left(\frac{1}{6} + \frac{9}{\pi^2} - \frac{32}{\pi^3}\right)$$

Lucrul mecanic al forțelor exterioare rezultă din integrarea produsului dintre sarcina pe o porțiune de lungime infinitezimală și deplasarea centrului acestei porțiuni pe verticală.

Expresia deplasării unui punct oarecare, variabil, pe verticală este :

$$\lambda(x) = \int_o^x (ds - dx) \cong \int_s^x \frac{1}{2}\left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx$$

Vom considera acum, pentru simplificarea calculului, că fibra deformată este dată de altă ecuație, și anume :

$$y = \delta\frac{x^2}{l^2}$$

Înlocuind, găsim :

$$\lambda(x) = \frac{2}{3}\frac{\delta^2 x^3}{l^4}$$

iar lucrul mecanic este

$$\Delta L = \int_0^l \lambda(x)\cdot q\, dx = \frac{1}{6} q\delta^2$$

Însumînd expresiile găsite, obținem valorile totale pentru energia de deformație și pentru lucrul mecanic al forțelor exterioare :

$$\Sigma\Delta U = \frac{4}{15}\frac{P^2\delta^2 l}{EJ} + \frac{H^2 l^3}{6EJ} + \frac{\delta^2 q^2 l^3}{2EJ}\left(\frac{1}{6} + \frac{9}{\pi^2} - \frac{32}{\pi^3}\right)$$

$$\Sigma\Delta L = \frac{2}{3}\frac{P\delta^2}{l} + \frac{1}{4}H\delta + \frac{1}{6}q\delta^2$$

Stabilitatea este asigurată dacă avem :

$$\Sigma\Delta U \geqslant \Sigma\Delta L$$

Pentru cazul nostru, valorile numerice sînt :

$$\delta = \begin{cases} 12{,}6 \text{ cm pentru sarcinile } H \text{ și } T \text{ (respectiv } q); \\ 12{,}6 - 5{,}0 = 7{,}6 \text{ cm pentru sarcina } P \text{ (vezi fig. 7)}; \end{cases}$$

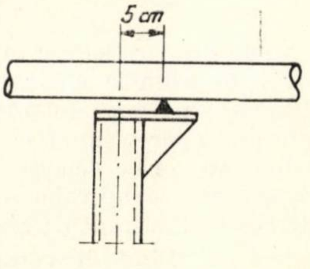


Fig. 7

$H = 80$ kg; $P = 2125$ kg; $l = 600$ cm; $I = 212$ cm^4.

$T = 700$ kg, din care deducem pe q.

Știind că distanța între tălpile stîlpului este 70 cm, valoarea lui q este :

$$q = \frac{T\cdot l}{70}\cdot\frac{1}{l}$$

$$q = \frac{700\times 600}{70}\cdot\frac{1}{600} = 10 \text{ kg/cm}$$

Înlocuind în expresiile generale, obținem :

$$\Sigma\Delta U = 719 > \Sigma\Delta L = 551$$

Deci, stabilitatea este asigurată.

O dată asigurați în privința stabilității, problema devine relativ simplă și constă în calculul static și verificarea rezistențelor efective într-un stîlp deformat și încărcat ca în figura 3. Menționăm că nu mai este cazul să introducem în calcul coeficientul de flambaj.

Este necesar să arătăm că, înainte de executarea lucrării pe teren, laboratorul central al ministerului nostru a făcut încercări asupra unui stîlp. S-a urmărit să se stabilească valoarea eforturilor unitare în diferite puncte (prin mijloace tensiometrice) și valoarea deformațiilor remanente. Săgeata obligatorie a fost mărită în timpul încercărilor pînă la 15,9 cm. Săgeata

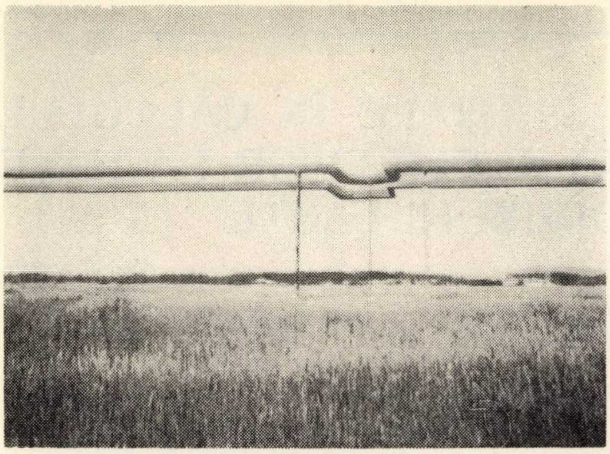


Fig. 8

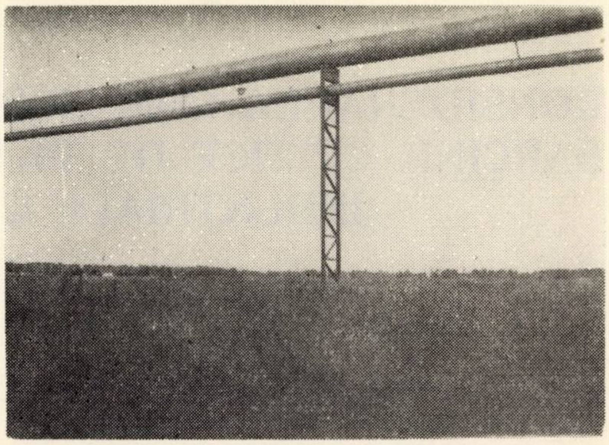


Fig. 9

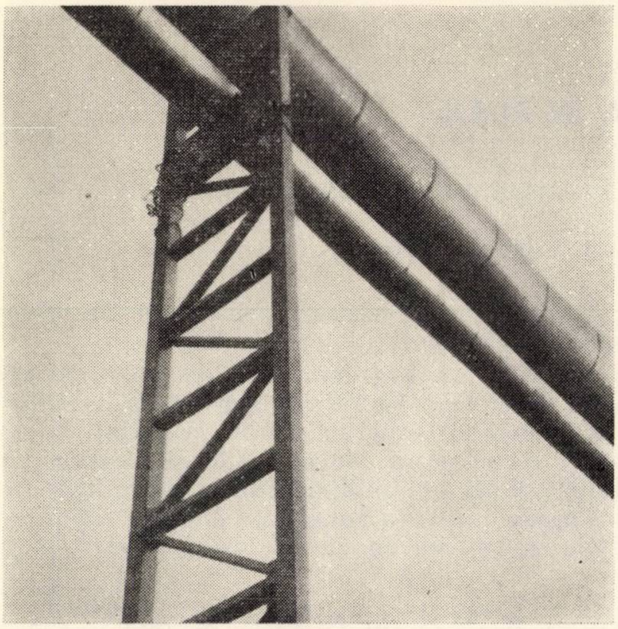


Fig. 10

remanentă la capătul stîlpului a fost de 1,18 cm şi nu s-a mărit prin repetarea încercărilor, iar eforturile unitare au rămas în jurul valorilor calculate.

În figura 8 se arată o vedere laterală a zonei compensatorilor după darea în folosinţă. Se observă poziţia încovoiată a stîlpilor către compensator. În figurile 9 şi 10 se arată în detaliu rezemarea conductelor pe stîlpi de asemenea după darea în exploatare.

Bibliografie

[1] Hangan M. — *Poduri industriale*, Ed. tehnică, Bucureşti, 1967.

[2] Naicu I. — *Estacade şi poduri pentru conducte*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 11, 1960.

[3] Naicu I. — *Probleme privind deschiderea admisibilă între suporţii conductelor*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 9, 1962.

[4] Timoshenko S. — *Teoria stabilităţii elastice*. Ed. tehnică, Bucureşti, 1967.

CONSIDERAREA CONLUCRĂRII SPAŢIALE ÎN CALCULUL SARCINII CRITICE DE FLAMBAJ A STÎLPILOR LA HALE INDUSTRIALE CU PODURI RULANTE

Conf. ing. **Radu Agent**
Institutul de construcţii Bucureşti

CONLUCRAREA ÎN PLAN

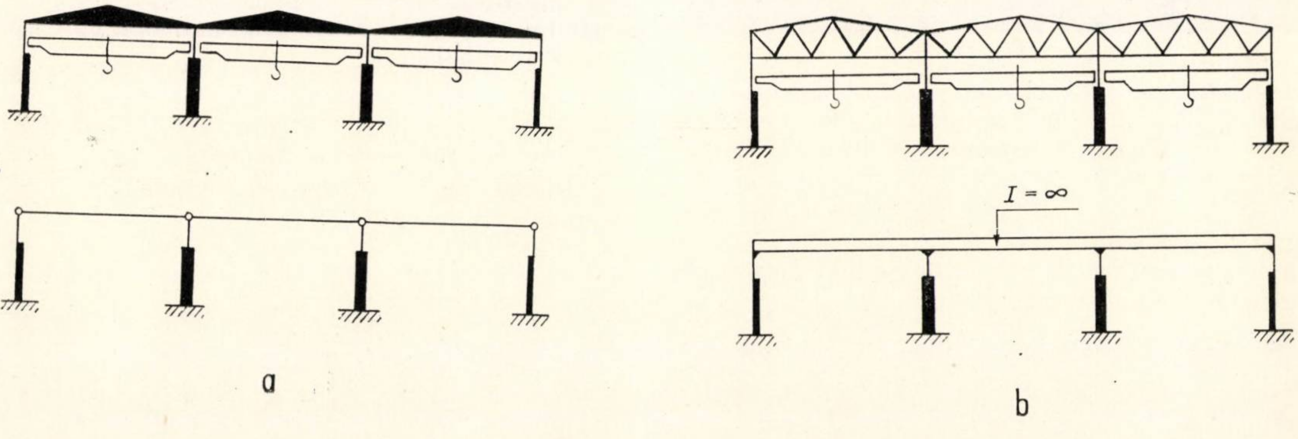
În lucrarea de faţă se prezintă un procedeu pentru determinarea sarcinii critice de flambaj a stîlpilor halelor industriale cu poduri rulante, sub acţiunea încărcărilor verticale transmise de acoperiş şi de grinzile de rulare, cu luarea în considerare în calcul a conlucrării dintre stîlpii direct încărcaţi de podurile rulante şi ceilalţi stîlpi, mai puţin solicitaţi. Datorită acestei conlucrări, care se realizează prin intermediul planşeului de acoperiş, presupus ca şaibă indeformabilă, flambajul stîlpilor direct încărcaţi este parţial împiedicat de restul stîlpilor structurii.

I. ELEMENTE INTRODUCTIVE

I. 1. Ipoteze de bază

Calculul se efectuează pornind de la următoarele scheme şi ipoteze de bază :

— Stîlpii au secţiunea variabilă cu o treaptă (fig. 1) şi sînt încastraţi perfect în fundaţii, iar la capătul superior pot fi articulaţi în riglele acoperişului (dacă acestea sînt grinzi cu inimă plină, cu îmbinări fără continuitate, ca în figura 1 *a*) sau încastraţi perfect (dacă riglele sînt grinzi cu zăbrele ca în figura 1 *b*, cu rigiditate practic infinită în raport cu cea a stîlpilor şi cu îmbinări de continuitate al noduri). Un tip uzual de îmbinare de continuitate folosit la fermele de beton armat prefabricate este cel arătat în figura 1 *c*, cu bare de legătură monolite la extremităţile tălpilor inferioare.



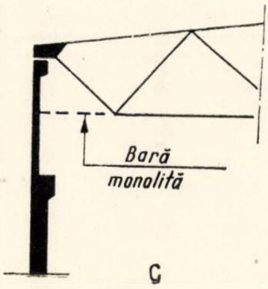


Fig. 1

— Planşeul acoperişului se consideră realizat ca şaibă şi se admite că este indeformabil în planul lui, astfel că la o forţă orizontală acţionînd în axul de simetrie al structurii (sau în centrul de rigiditate, la structurile disimetrice), asigură deplasări Δ egale la capetele tuturor stîlpilor (fig. 2 *a*), iar la un moment de torsiune generală (fig. 2 *b*) asigură rotiri φ egale în toate punctele.

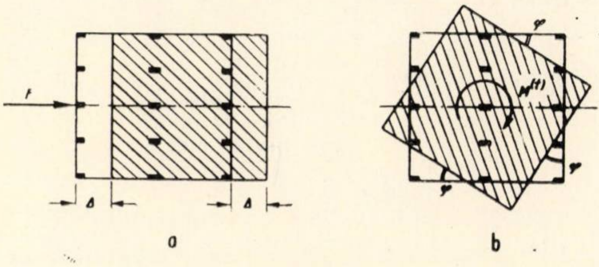


Fig. 2

— Încărcările verticale cresc proporţional de la valorile lor normate pînă la cele la care se atinge starea limită de pierdere a stabilităţii elastice, iar structura rămîne în acest interval în domeniul elastic.

— Se utilizează metoda generală a deplasărilor.

I. 2. Noţiunea de „rigiditate de ansamblu'' a unei structuri la o deplasare dată

Pentru o structură oarecare formată din bare, cu n grade de libertate, sistemul de ecuaţii de condiţie din metoda deplasărilor este :

$$\begin{array}{l}
a_{11}Z_1 + \ldots + a_{1j}Z_j + \ldots + a_{1n}Z_n = \overline{X}_1 \\
\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
a_{j1}Z_1 + \ldots + a_{jj}Z_j + \ldots + a_{jn}Z_n = \overline{X}_j \\
\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
a_{n1}Z_1 + \ldots + a_{nj}Z_j + \ldots + a_{nn}Z_n = \overline{X}_n
\end{array}$$

unde $Z_1 \ldots Z_n$ sînt deplasările necunoscute, iar $\overline{X}_1 \ldots \overline{X}_n$ sînt solicitările neechilibrate corespunzătoare în sistemul de bază cu deplasările blocate.

Să considerăm situaţia de încărcare în care dintre termenii liberi $\overline{X}_1 \ldots \overline{X}_n$ unul singur $\overline{X}_j$ este diferit de zero. Sistemul de ecuaţii capătă atunci forma :

$$\left.\begin{array}{l}
a_{11}Z_1 + \ldots + a_{1j}Z_j + \ldots + a_{1n}Z_n = 0 \\
\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
a_{j-1,1}Z_1 + \ldots + a_{j-1,j}Z_j + \ldots + a_{j-1,n}Z_n = 0 \\
a_{j1}Z_1 + \ldots + a_{jj}Z_j + \ldots + a_{jn}Z_n = \overline{X}_j \\
a_{j+1,1}Z_1 + \ldots + a_{j+1,j}Z_j + \ldots + a_{j+1,n}Z_n = 0 \\
\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
a_{n1}Z_1 + \ldots + a_{nj}Z_j + \ldots + a_{nn}Z_n = 0
\end{array}\right\} \quad (1)$$

Din rezolvarea lui rezultă :

$$Z_j = \frac{d_j}{D}\overline{X}_j$$

unde :

D este determinantul sistemului ;

d_j — minorul obţinut din D prin suprimarea liniei şi coloanei j.

Explicitînd pe $\overline{X}_j$ în funcţie de Z_j, avem :

$$\overline{X}_j = \frac{D}{d_j} Z_j = K_j Z_j \qquad (2)$$

unde $K_j = D/d_j$ *se poate denumi „rigiditatea de ansamblu'' a structurii date la deplasarea* Z_j *şi reprezintă solicitarea* $\overline{X}_j$ *care trebuie aplicată pe direcţia gradului de libertate j pentru a produce o deplasare* $Z_j = 1$, *cînd toate celelalte deplasări ale structurii sînt lăsate libere.*

În calculul static de ordinul I această noţiune nu are o utilitate deosebită, însă în calculul de ordinul II prezintă interes prin faptul că permite exprimarea condiţiei de pierdere a stabilităţii elastice sub o formă simplă şi totodată cu semnificaţie fizică directă.

Se observă că în starea limită de pierdere a stabilităţii elastice, determinantul D al sistemului de ecuaţii devenind nul, se anulează şi rigidităţile de ansamblu $K_1 \ldots K_n$ ale structurii la cele n deplasări $Z_1 \ldots Z_n$. Deci, alegînd un grad de libertate oarecare Z_j, se poate spune că *structura îşi pierde stabilitatea cînd rigiditatea ei de ansamblu* K_j *la deplasarea* Z_j *se anulează*, respectiv sub acţiunea unei solicitări $\overline{X}_j$ oricît de mici deplasarea Z_j creşte teoretic nelimitat.

II. SARCINA CRITICĂ DE FLAMBAJ A UNUI STÎLP IZOLAT, AVÎND SECŢIUNEA VARIABILĂ CU O TREAPTĂ

II. 1. Notaţii

Ne referim la cazul unui stîlp ca în figura 3, cu capătul superior încastrat (fig. 3 *a*) sau articulat (fig. 3 *b*), dar în ambele cazuri liber deplasabil lateral.

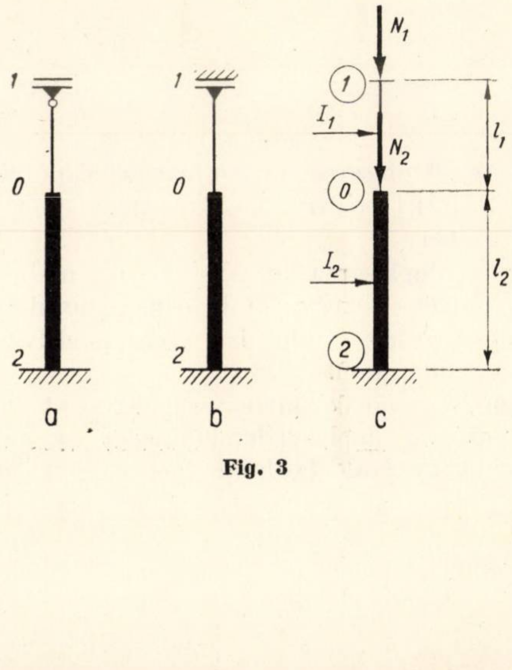


Fig. 3

Se folosesc următoarele notaţii:

1,2 — capetele stîlpului;

0 — secţiunea de schimbare bruscă a momentului de inerţie;

l_1, l_2 — lungimile celor două tronsoane de secţiune constantă 0 — 1 şi 0—2;

I_1, I_2 — momentele de inerţie corespunzătoare;

N_1 — sarcina verticală transmisă de acoperiş;

N_2 — sarcina verticală transmisă de grinda (sau grinzile) de rulare.

Dacă fiecare din cele două tronsoane de secţiune constantă l_1, l_2 se consideră ca o bară, atunci stîlpul devine un sistem cu trei grade de libertate, avînd deplasările distincte arătate în figura 4:

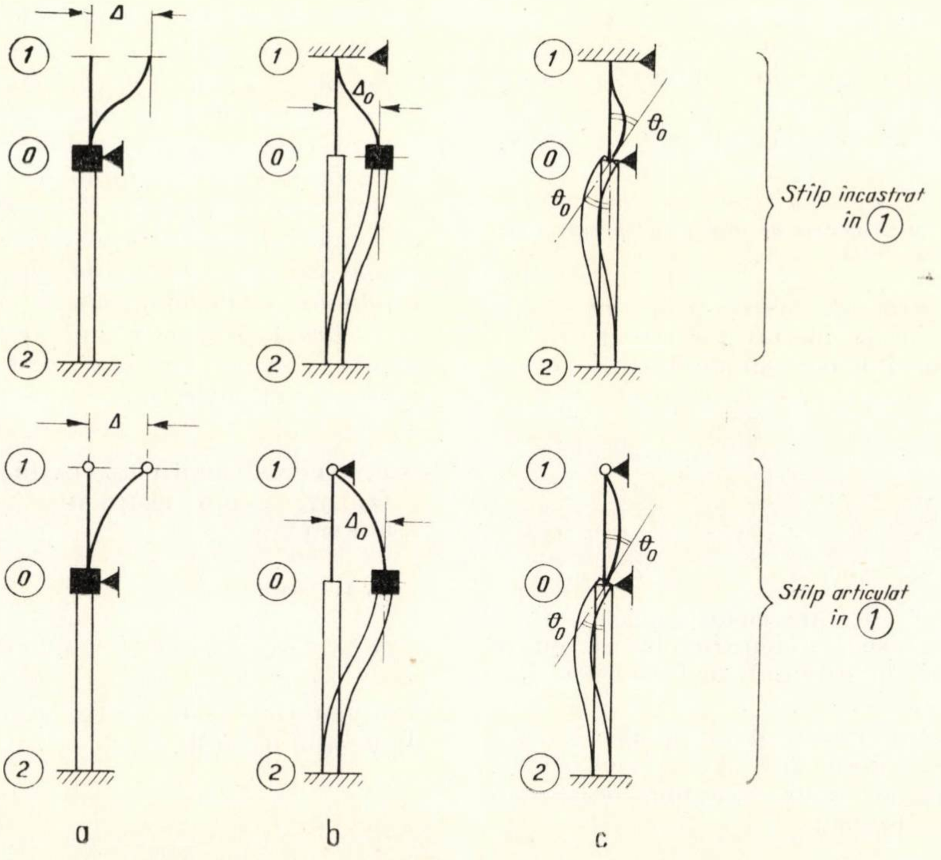


Fig. 4

Δ este deplasarea orizontală a capătului *1* (sens pozitiv: de la stînga spre dreapta);

Δ_0 — deplasarea orizontală a nodului 0 (sens pozitiv: de la stînga spre dreapta)

θ_0 — rotirea nodului 0 (sens pozitiv: sensul orar).

Pentru relaţiile între solicitările de capăt de bară şi deplasările nodurilor se adoptă notaţiile generale (valabile pentru bare dublu încastrate la un capăt şi articulate la celălalt capăt, în calculul de ordinul I sau II) arătate în tabel.

Efortul „pe nod" la capătul barei		Din deplasarea	
Notaţie	sensul pozitiv	$\theta_0 = 1$	Δ sau $\Delta_0 = 1$
Moment (M)	orar	ρ (rigiditatea barei la rotire de nod)	μ
Reacţiune orizontală (H)	de la stînga spre dreapta	μ	k (rigiditatea barei la deplasarea relativă a capetelor)

Pentru barele $l_1(0-1)$ şi $l_2(0-2)$, coeficienţii ρ, μ, k sînt: ρ_1, μ_1, k_1, respectiv ρ_2, μ_2, k_2.

II. 2. Relaţii între eforturi şi deplasări

Cu notaţiile de mai sus, momentele şi reacţiunile orizontale pe nod la capetele barelor din cele trei tipuri de deplasări arătate în figura 4 vor fi:

a) *Din deplasarea* Δ (fig. 5)

$$M_{01} = + \mu_1 \Delta ;$$
$$H_{10} = - k_1 \Delta ;$$
$$H_{01} = + k_1 \Delta .$$

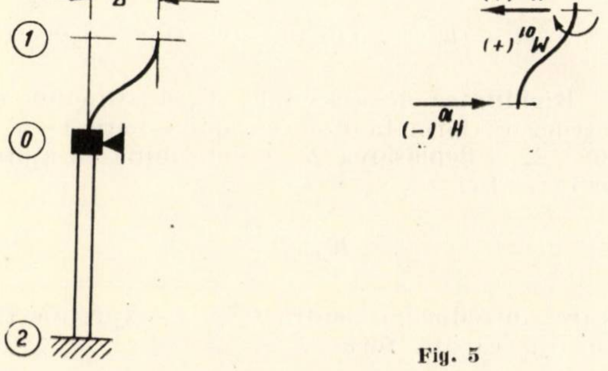


Fig. 5

b) *Din deplasarea* Δ_0 (fig.6)

$$M_{01} = - \mu_1 \Delta_0 ;$$
$$M_{02} = + \mu_2 \Delta_0 ;$$
$$H_{10} = + k_1 \Delta_0 ;$$
$$H_{01} = - k_1 \Delta_0 ;$$
$$H_{02} = - k_2 \Delta_0 ;$$
$$H_{20} = + k_2 \Delta_0 .$$

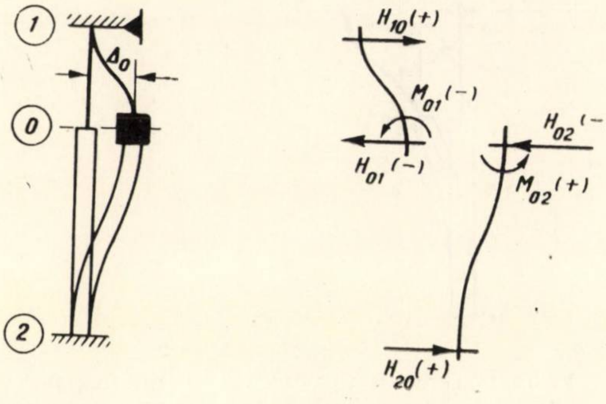


Fig. 6

c) *Din rotirea de nod* θ_0 (fig. 7)

$$M_{01} = - \rho_1 \theta_0 ;$$
$$M_{02} = - \rho_2 \theta_0 ;$$
$$H_{10} = + \mu_1 \theta_0 ;$$
$$H_{01} = - \mu_1 \theta_0 ;$$
$$H_{02} = + \mu_2 \theta_0 ;$$
$$H_{20} = - \mu_2 \theta_0 .$$

Figurile 5—7 reprezintă cazul cu stîlpul încastrat la capătul 1, însă relațiile între eforturi și deplasări, cu notațiile generale adoptate, își mențin valabilitatea și în cazul cînd capătul 1 este articulat, diferențele intervenind numai la valorile coeficienților de influență ρ_1, μ_1, k_1.

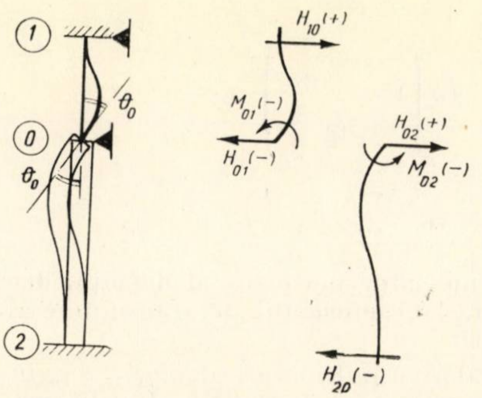


Fig. 7

Coeficienții ρ, μ, k au următoarele expresii:

a) *În calculul de ordinul I*

— Pentru bare dublu încastrate:

$$\rho = \frac{4EI}{l} ; \quad \mu = \frac{6EI}{l^2} ; \quad k = \frac{12EI}{l^3}$$

— Pentru bare încastrate la un capăt și articulate la celălalt capăt:

$$\rho = \frac{3EI}{l} ; \quad \mu = \frac{3EI}{l^2} ; \quad k = \frac{3EI}{l^3}$$

b) *În calculul de ordinul II* [2], [4] [6] [7] [8] [9] [10] [11] [13]

— Pentru bare dublu încastrate:

$$\rho = \frac{4EI}{l} \gamma_2 ; \quad \mu = \frac{6EI}{l^2} \gamma_4 ; \quad k = \frac{12EI}{l^3} \gamma_6$$

— Pentru bare încastrate la un capăt și articulate la celălalt capăt:

$$\rho = \frac{3EI}{l} \gamma_1 ; \quad \mu = \frac{3EI}{l^2} \gamma_1 ; \quad k = \frac{3EI}{l^3} \gamma_5$$

unde multiplicatorii $\gamma_1 \cdots \gamma_6$ sînt funcții de factorul de compresiune axială:

$$v = l \sqrt{\frac{N}{EI}} \qquad (3)$$

și au expresiile:

$$\gamma_1 = \frac{v^2}{3\left(1 - \dfrac{v}{\operatorname{tg} v}\right)} ; \qquad \gamma_2 = \frac{1 - \dfrac{v}{\operatorname{tg} v}}{4\left(\dfrac{\operatorname{tg} \dfrac{v}{2}}{\dfrac{v}{2}} - 1\right)}$$

$$\gamma_4 = \frac{v^2}{12\left(1 - \dfrac{\frac{v}{2}}{\operatorname{tg}\frac{v}{2}}\right)}; \qquad \gamma_5 = \gamma_1 - \frac{v^2}{3}$$

$$\gamma_6 = \gamma_4 - \frac{v^2}{12}$$

γ_3 nu intervine în cazul de față, deoarece se referă la coeficientul de transmitere a momentelor).

Valorile multiplicatorilor $\gamma_1 \cdots \gamma_6$ în funcție de v sînt date în tabelele din diverse tratate. S-au utilizat în cele ce urmează tabelele sub forma din lucrarea [2], prelucrate după [9].

Eforturile totale la capetele barelor în funcție de deplasări sînt:

$$\left.\begin{aligned} M_{01} &= + \mu_1 \Delta - \mu_1 \Delta_0 - \rho_1 \theta_0 \\ M_{02} &= + \mu_2 \Delta_0 - \rho_2 \theta_0 \\ H_{10} &= - k_1 \Delta + k_1 \Delta_0 + \mu_1 \theta_0 \\ H_{01} &= + k_1 \Delta - k_1 \Delta_0 - \mu_1 \theta_0 \\ H_{02} &= - k_2 \Delta_0 + \mu_2 \theta_0 \\ H_{20} &= + k_2 \Delta_0 - \mu_2 \theta_0 \end{aligned}\right\} \qquad (4)$$

II. 3. Ecuațiile de condiție

Ecuațiile corespunzătoare celor trei grade de libertate sînt:

$$(\Delta)\ H_{10} = 0$$

$$(\Delta_0)\ H_{01} + H_{02} = 0$$

$$(\theta_0)\ M_{01} + M_{02} = 0$$

În starea limită de pierdere a stabilității elastice, termenii liberi ai sistemului de ecuații sînt nuli, astfel că, înlocuind eforturile H_{10}, H_{01}, H_{02}, M_{01}, M_{02} cu expresiile lor (4), se obține sistemul omogen:

$$\left.\begin{aligned} &(\Delta) && k_1 \Delta - k_1 \Delta_0 - \mu_1 \theta_0 = 0 \\ &(\Delta_0) && - k_1 \Delta + (k_1 + k_2) \Delta_0 + (\mu_1 - \mu_2) \theta_0 = 0 \\ &(\theta_0) && - \mu_1 \Delta + (\mu_1 - \mu_2) \Delta_0 + (\rho_1 + \rho_2) \theta_0 = 0 \end{aligned}\right\} (5)$$

al cărui determinant este:

$$D = \begin{vmatrix} k_1 & -k_1 & -\mu_1 \\ -k_1 & k_1 + k_2 & \mu_1 - \mu_2 \\ -\mu_1 & \mu_1 - \mu_2 & \rho_1 + \rho_2 \end{vmatrix} \qquad (6)$$

Dezvoltînd determinantul, avem:

$$D = k_1 (k_1 + k_2)(\rho_1 + \rho_2) + 2k_1 (\mu_1 - \mu_2) \cdot \mu_1 -$$

$$- (k_1 + k_2) \mu_1^2 - k_1^2 (\rho_1 + \rho_2) + k_1 (\mu_1 - \mu_2)^2$$

sau, după toate reducerile:

$$\boxed{D = k_1 k_2 (\rho_1 + \rho_2) - k_2 \mu_1^2 - k_1 \mu_2^2} \qquad (7)$$

II. 4. Rigiditatea de ansamblu a stîlpului la deplasarea Δ a capătului superior

Determinantul minor corespunzător deplasării Δ este:

$$d_\Delta = \begin{vmatrix} k_1 + k_2 & \mu_1 - \mu_2 \\ \mu_1 - \mu_2 & \rho_1 + \rho_2 \end{vmatrix}$$

$$\boxed{d = (k_1 + k_2)(\rho_1 + \rho_2) - (\mu_1 - \mu_2)^2} \qquad (8)$$

Rigiditatea de ansamblu K_Δ a stîlpului, ca structură formată din cele două bare 1—0 și 0 — 2, la deplasarea Δ, se determină cu ajutorul relației (2):

$$K_\Delta = \frac{D}{d_\Delta}$$

care, introducînd pentru D și d_Δ expresiile (7) și (8), capătă forma:

$$\boxed{K_\Delta = \frac{k_1 k_2 (\rho_1 + \rho_2) - k_2 \mu_1^2 - k_1 \mu_2^2}{(k_1 + k_2)(\rho_1 + \rho_2) - (\mu_1 - \mu_2)^2}} \qquad (9)$$

K_Δ reprezintă (fig. 8) forța orizontală care trebuie aplicată la capătul 1 al stîlpului, pentru a-i imprima o deplasare $\Delta = 1$, lăsînd libere deplasările Δ_0 și θ_0 ale nodului intermediar 0.

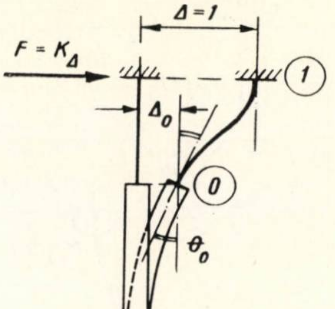


Fig. 8

Valorile rigidităților de ansamblu K_Δ pot fi intabulate pentru stîlpi încastrați sau articulați la capătul 1.

II. 5. Determinarea sarcinii critice de flambaj

Fiind date mărimile sarcinilor axiale N_1 și N_2 din încărcările normate, ne interesează să determinăm valoarea c_{critic} a coeficientului de supraîncărcare cu care trebuie multiplicate aceste sarcini pentru ca rigiditatea de ansamblu K_Δ [respectiv numărătorul D al expresiei (9)] să se anuleze. În cazul cînd se dispune de tabele cu valorile rigidității de ansamblu, rezultatul se scoate direct din tabelă. În cele ce urmează se prezintă modul de calcul fără ajutorul tabelelor.

Se procedează prin încercări succesive, în felul următor:

— Se alege o valoare oarecare pentru coeficientul de supraîncărcare c şi se calculează pentru barele 1—0 şi 0—2:

$$v_1 = l_1 \sqrt{\frac{c\,N_1}{E\,I_1}}\,; \quad v_2 = l_2 \sqrt{\frac{c\,(N_1 + N_2)}{E\,I_2}}$$

— Se scot din tabelele uzuale valorile corespunzătoare ale multiplicatorilor $\gamma_1 \cdots \gamma_6$ şi cu ajutorul lor se calculează coeficienţii ρ_1, ρ_2, μ_1, μ_2, k_1, k_2.

— Se calculează determinantul D cu ajutorul expresiei (7). Dacă el rezultă mai mare decît zero, înseamnă că sarcina considerată este sub cea critică de flambaj şi deci trebuie reluat calculul cu o valoare mai mare a coeficientului de supraîncărcare. Invers, dacă $D<0$, calculul se reia cu o valoare c mai mică. Din cîteva încercări se obţine valoarea căutată c_{critic} la care corespunde $D = 0$.

Se observă că procedeul descris mai sus reprezintă o adaptare a metodei prin încercări succesive preconizată de Slavin [12].

Desigur că pentru cazul unui stîlp izolat un astfel de procedeu ar apărea nejustificat de laborios, întrucît există în literatură tabele din care se poate găsi direct mărimea sarcinii critice. El devine însă necesar cînd se face un calcul de ansamblu, ţinînd seamă de conlucrarea întregii structuri, aşa cum este prezentat în capitolele următoare ale lucrării de faţă. De aceea am considerat util ca pentru claritatea expunerii procedeul să fie pentru început descris şi exemplificat la cazul simplu al stîlpului izolat.

II. 6. Exemplu de calcul nr. 1. Determinarea sarcini critice de flambaj a unui stîlp avînd secţiunea variabilă cu o treaptă, fără considerarea conlucrării spaţiale cu restul structurii

a) *Date geometrice şi încărcări*

Se cere să se determine sarcina critică pentru stîlpul marginal de beton armat prefabricat al unei hale industriale, avînd alcătuirea şi dimensiunile indicate în figura 9, cu capătul superior încastrat perfect în rigla acoperişului şi liber deplasabil lateral.

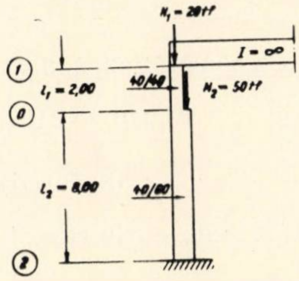


Fig. 9

Sarcina de la acoperiş: $N_1 = 20$ tf. Sarcina de la grinda de rulare: $N_2 = 50$ tf.

În calcul, pentru obţinerea unor ordine de mărime convenabile, se introduc dimensiunile în dm, momentele de inerţie în dm^4 şi forţele în tf. Modulul de elasticitate: $E = 250\,000$ kgf/cm^2 = 25 000 tf/dm^2.

Dimensiuni şi momentele de inerţie ale barelor:

Tronsonul	Secţiunile transversale ale barelor			l	$\frac{4\,I}{l}$	$\frac{6\,I}{l^2}$	$\frac{12\,I}{l^3}$
	b	h	$I = \frac{bh^3}{12}$				
l_1	4	4	21,3	20,0	4,26	0,3195	0,03159
l_2	4	6	72,0	80,0	3,60	0,0675	0,00169

b) *Încercarea I. Coeficient de supraîncărcare* $c = 15$

$$cN_1 = 15 \times 20 = 300 \text{ tf}\,; \qquad c\,(N_1 + N_2) = 15\,(20 + 50) = 1050 \text{ tf}.$$

Tronsonul	$c\,N$	$\frac{c\,N}{E\,I}$	$v = l\sqrt{\frac{c\,N}{E\,I}}$	Din tabele se scot			$\rho = \frac{4\,I}{l}\,\gamma_2$	$\mu = \frac{6\,I}{l^2}\,\gamma_4$	$k = \frac{12\,I}{l^3}\,\gamma_6$
				γ_2	γ_4	γ_6			
l_1	300	$5{,}20 \times 10^{-4}$	0,45	0,993	0,996	0,979	4,23	0,3180	0,03130
l_2	1050	$5{,}82 \times 10^{-4}$	1,93	0,870	0,936	0,626	3,13	0,0632	0,00106

(ρ, μ, k s-au calculat neînmulţite cu E, ceea ce nu modifică rezultatele)

$$D = 0{,}03130 \times 0{,}00106\,(4{,}23 + 3{,}13) - 0{,}00106\,(0{,}3180)^2 - 0{,}03130\,(0{,}0632)^2 =$$

$$= (245 - 232)\,10^{-6} = +\,13 \times 10^{-6} > 0$$

c) *Încercarea II. Coeficient de supraîncărcare* $c = 18$

$$cN_1 = 18 \times 20 = 360 \text{ tf};\ c\,(N_1 + N_2) = 18\,(20 + 50) = 1260 \text{ tf}.$$

Tronsonul	$c\,N$	$\frac{c\,N}{E\,I}$	v	γ_2	γ_4	γ_6	ρ	μ	k
l_1	360	$6{,}76 \times 10^{-4}$	0,52	0,991	0,995	0,972	4,23	0,3180	0,03110
l_2	1260	$7{,}00 \times 10^{-4}$	2,11	0,842	0,923	0,552	3,03	0,0623	0,00093

$$D = 0{,}03110 \times 0{,}00093\,(4{,}23 + 3{,}03) - 0{,}00093\,(0{,}3180)^2 - 0{,}03110\,(0{,}0623)^2 =$$

$$= (210 - 215)\,10^{-6} = -\,5 \times 10^{-6} < 0$$

d) *Încercarea III.* $c = 17$

$$cN_1 = 17 \times 20 = 340 \text{ tf};\ c\,(N_1 + N_2) = 17\,(20 + 50) = 1190 \text{ tf}.$$

Tronsonul	$c\,N$	$\frac{c\,N}{E\,I}$	v	γ_2	γ_4	γ_6	ρ	μ	k
l_1	340	$6{,}39 \times 10^{-4}$	0,51	0,991	0,995	0,973	4,23	0,3180	0,03110
l_2	1190	$6{,}60 \times 10^{-4}$	2,06	0,850	0,928	0,573	3,06	0,0626	0,00097

$$D = 0{,}03110 \times 0{,}00097\,(4{,}23 + 3{,}06) -$$

$$-\,0{,}00097\,(0{,}3180)^2 - 0{,}03110\,(0{,}0626)^2 =$$

$$= (219 - 220)\,10^{-6} = -\,1 \times 10^{-6} \simeq 0.$$

Variaţia valorilor lui D în intervalul $c = 15 - 17$ este reprezentată grafic în figura 10. Folosind interpolarea grafică liniară după Southwell [14], rezultă $\boxed{c_{critic} \simeq 16{,}8.}$

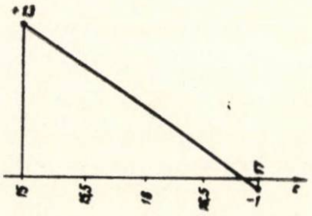


Fig. 10

II. 7. Exemplul de calcul nr. 2

Se recalculează sarcina critică pentru stîlpul izolat din exemplul nr. 1, în ipoteza că stîlpul este articulat în rigla acoperişului, capătul 1 fiind tot liber deplasabil lateral.

Datele geometrice rămîn tot cele calculate în exemplul nr. 1, trebuind determinate în plus cantităţile $3I/l$, $3I/l^2$ şi $3\ I/l^3$ pentru tronsonul superior, care este articulat la capătul 1:

Tronsonul	$I = \frac{b\,h^3}{12}$	l	Tronsonul l_1		
			$3\ I/l$	$3\ I/l^2$	$3\ I/l^3$
			Tronsonul l_2		
			$4\ I/l$	$6\ I/l^2$	$12\ I/l^3$
l_1	21,3	20,0	3,20	0,1600	0,00800
l_2	72,0	80,0	3,60	0,0675	0,00169

a) *Încercarea I.* $c = 8$

$$cN_1 = 8 \times 20 = 160 \text{ tf}; \qquad c(N_1 + N_2) = 8(20 + 50) = 560 \text{ tf}.$$

Tronsonul	$c\,N$	$\frac{c\,N}{E\,I}$	v	Tronsonul l_1					
				γ_1	γ_1	γ_5	$\rho = \frac{3\,I}{l}\gamma_1$	$\mu = \frac{3\,I}{l^2}\gamma_1$	$k = \frac{3\,I}{l^3}\gamma_5$
				Tronsonul l_2					
				γ_2	γ_4	γ_6	$\rho = \frac{4\,I}{l}\gamma_2$	$\mu = \frac{6\,I}{l^2}\gamma_4$	$k = \frac{12\,I}{l^3}\gamma_6$
l_1	160	$3{,}00 \times 10^{-4}$	0,35	0,991	0,991	0,948	3,17	0,1585	0,00758
l_2	560	$3{,}11 \times 10^{-4}$	1,41	0,932	0,966	0,800	3,36	0,0652	0,00135

$$D = 0{,}00758 \times 0{,}00135\,(3{,}17 + 3{,}36) - 0{,}00135\,(0{,}1585)^2 - 0{,}00758\,(0{,}0652)^2 =$$

$$= (0{,}668 - 0{,}662)\,10^{-4} = +\,0{,}006 \times 10^{-4} > 0.$$

b) *Încercarea II.* $c = 9$

$$cN_1 = 9 \times 20 = 180 \text{ tf}; \qquad c(N_1 + N_2) = 9(20 + 50) = 630 \text{ tf}.$$

Tronsonul	$c\,N$	$\frac{c\,N}{E\,l}$	v	$\frac{\gamma_1}{\gamma_2}$	$\frac{\gamma_1}{\gamma_4}$	$\frac{\gamma_5}{\gamma_6}$	ρ	μ	k
l_1	180	$3{,}38 \times 10^{-4}$	0,37	0,991	0,991	0,943	3,17	0,1585	0,00755
l_2	630	$3{,}50 \times 10^{-4}$	1,50	0,923	0,962	0,774	3,32	0,0650	0,00131

$$D = 0{,}00755 \times 0{,}00131\,(3{,}17 + 3{,}32) - 0{,}00131\,(0{,}1585)^2 - 0{,}00755\,(0{,}0650)^2 =$$

$$= (0{,}641 - 0{,}648)\,10^{-4} = -\,0{,}007 \times 10^{-4} < 0.$$

Prin interpolare grafică (fig. 11) se obține

$$\boxed{c_{critic} \simeq 8{,}5.}$$

II. 8. Cazul cînd capătul superior al stîlpului este nedeplasabil

În cazul mai rar întîlnit în practică al stîlpilor cu capătul superior nedeplasabil (fig. 12), avem $\Delta = 0$ și sistemul de ecuații de condiție (5) se reduce la ultimele două ecuații :

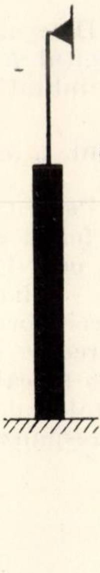


Fig. 12

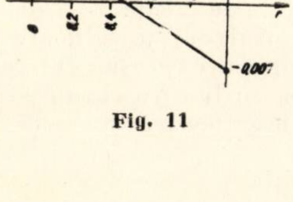


Fig. 11

$$(k_1 + k_2)\,\Delta_0 + (\mu_1 - \mu_2)\,\theta_0 = 0$$

$$(\mu_1 - \mu_2)\,\Delta_0 + (\rho_1 + \rho_2)\,\theta_0 = 0$$

al cărui determinant este minorul d_Δ calculat anterior, avînd expresia (8). Sarcina critică va fi deci cea corespunzătoare la $d_\Delta = 0$.

III. DETERMINAREA SARCINII CRITICE CU LUAREA ÎN CONSIDERARE A CONLUCRĂRII ÎN PLAN ÎNTRE STÎLPII ACELUIAȘI CADRU

III. 1. Sistemul de bază și deplasările necunoscute

Folosim următoarele notații suplimentare (fig. 13):

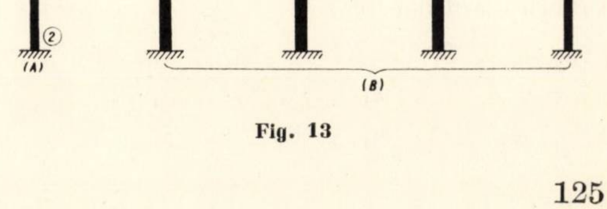


Fig. 13

(A) — stîlpul cu încărcarea verticală maximală (podul rulant în vecinătatea lui), pentru care se face calculul sarcinii critice;

(B) — ceilalţi stîlpi ai cadrului (notaţie globală, valabilă indiferent dacă stîlpii de tip B au dimensiuni şi sarcini egale sau nu).

Se porneşte de la un sistem de bază ca în figura 14 *a*, în care translaţiile nodurilor 0 şi 1 şi rotirea nodului 0 de pe stîlpul (A) sînt blocate, iar rotirile şi translaţiile nodurilor de tip 0 de pe ceilalţi stîlpi sînt lăsate libere. Se ajunge astfel la un sistem cu deplasările distincte necunoscute arătate în figura 14 *b*, *c*, *d*.

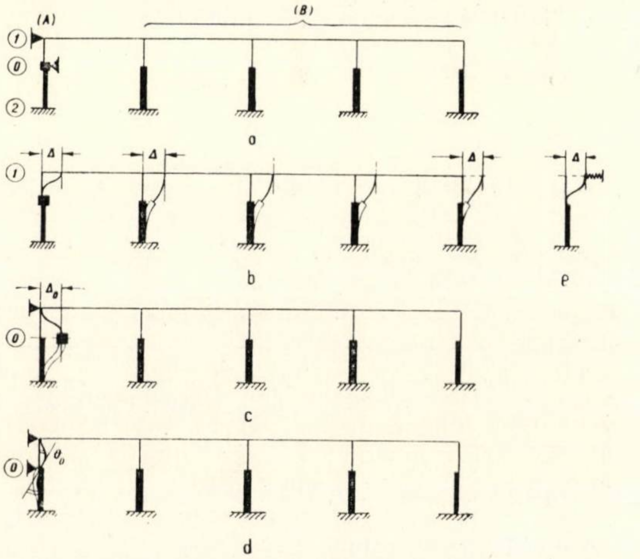


Fig. 14

Se observă că acestea diferă de cele ale stîlpului (A) considerat izolat (fig. 4) numai prin faptul că în deplasarea Δ (fig. 14 *b*) intervin şi stîlpii de tip (B), cu rigidităţile lor de ansamblu la translaţie K_B. Efectul lor asupra stîlpului (A) este deci similar cu cel al unui reazem elastic lateral (fig. 14 *e*), avînd ca rigiditate suma ΣK_B a rigidităţilor de ansamblu ale stîlpilor (B).

III. 2. Ecuaţiile de condiţie

Sistemul de ecuaţii de condiţie va fi în consecinţă tot (5), în care în deplasarea Δ intervine în plus rigiditatea ΣK_B a stîlpilor de tip (B);

$$\begin{array}{llll} (\Delta) & (k_1+\Sigma K_B)\Delta - & k_1\Delta_0 - \mu_1\theta_0 & = 0 \\ (\Delta_0) & -k_1\Delta & +(k_1+k_2)\Delta_0 + (\mu_1-\mu_2)\theta_0 & = 0 \\ (\theta_0) & -\mu_1\Delta & +(\mu_1-\mu_2)\Delta_0 + (\rho_1+\rho_2)\theta_0 & = 0 \end{array}$$

Determinantul este:

$$D' = \begin{vmatrix} k_1+\Sigma K_B & -k_1 & -\mu_1 \\ -k_1 & k_1+k_2 & \mu_1-\mu_2 \\ -\mu_1 & \mu_1-\mu_2 & \rho_1+\rho_2 \end{vmatrix}$$

sau, dezvoltat:

$$\begin{aligned} D' &= (k_1+\Sigma K_B)(k_1+k_2)(\rho_1+\rho_2) + \\ &+ 2k_1(\mu_1-\mu_2)\mu_1 - (k_1+k_2)\mu_1^2 - \\ &- k_1^2(\rho_1+\rho_2) + (k_1+\Sigma K_B)(\mu_1-\mu_2)^2 = \\ &= D + \Sigma K_B[(k_1+k_2)(\rho_1+\rho_2) - (\mu_1-\mu_2)^2] \end{aligned}$$

$$\boxed{D' = D + d_\Delta \Sigma K_B} \qquad (11)$$

unde D este determinantul calculat anterior pentru stîlpul A izolat [relaţiile (6), (7)], iar d_Δ = minorul corespunzător deplasării Δ, care rămîne neschimbat faţă de cel calculat pentru stîlpul izolat (8):

$$d_\Delta = (k_1+k_2)(\rho_1+\rho_2) - (\mu_1-\mu_2)^2$$

III. 3. Rigiditatea de ansamblu a structurii la deplasarea Δ

Conform relaţiei (2):

$$K_\Delta = \frac{D'}{d_\Delta} = \frac{D + d_\Delta \Sigma K_B}{d_\Delta} = \frac{D}{d_\Delta} + \Sigma K_B$$

dar $D/d_\Delta = K_A$, astfel că în final avem:

$$\boxed{K_\Delta = K_A + \Sigma K_B} \qquad (12)$$

(rigiditatea de ansamblu a structurii la deplasarea Δ este egală cu suma rigidităţilor de ansamblu ale stîlpilor cadrului considerat).

Această relaţie se putea deduce de altfel şi direct, dacă în locul sistemului de bază cu trei deplasări blocate din figura 14 *a* s-ar fi luat un sistem de bază ca în figura 15, în care se blochează numai deplasarea Δ. Avem atunci o singură ecuaţie de condiţie, în care toţi stîlpii intră cu rigidităţile lor de ansamblu:

$$(K_A + \Sigma K_B)\,\Delta = K_\Delta \Delta = 0$$

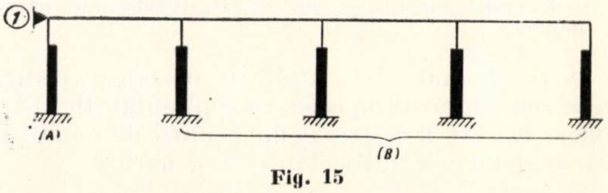


Fig. 15

Determinantul se reduce în acest caz la coeficientul K_Δ, astfel încît condiţia de pierdere a stabilităţii este $K_\Delta = 0$.

III. 4. Determinarea sarcinii critice de flambaj

Pentru aflarea sarcinii critice se procedează la fel ca pentru un stîlp izolat, în modul arătat la pct. II. 5:

— Fiind date pentru toţi stîlpii mărimile sarcinilor axiale normate, se alege o valoare oarecare pentru coeficientul de supraîncărcare c şi se calculează cu ajutorul expresiei (9) rigidităţile de ansamblu pentru fiecare tip de stîlp corespunzător valorii alese pentru c.

— Dacă suma $K_\Delta = K_A + \Sigma K_B$ a rigidităților rezultă mai mare decît zero, se reia calculul cu o valoare mărită a lui c, iar dacă $K_\Delta < 0$ calculul se reia cu o valoare c mai mică. Din cîteva încercări se găsește c_{critic} la care $K_\Delta = 0$.

Este de observat că, spre deosebire de cazul stîlpului izolat, unde era suficient calculul numărătorului expresiei rigidității (care reprezintă determinantul D), aici trebuie calculată întreaga expresie, fiindcă numitorii sînt diferiți de la un tip de stîlp la altul.

Modul cum intervine conlucrarea stîlpilor mai puțin solicitați, de tipul (B), la mărirea sarcinii critice a stîlpului cu încărcare maximală (A) apare direct din însăși forma condiției $K_\Delta = K_A + \Sigma K_B = 0$: la sarcini mai mari decît cea critică corespunzătoare stîlpului (A) considerat izolat ($K_A = 0$), vom avea $K_A < 0$, în timp ce, la aceleași sarcini, ceilalți stîlpi (B) sînt încă în domeniul $K_B > 0$. La o anumită valoare a coeficientului de supraîncărcare se ajunge ca termenii K_A și ΣK_B să devină egali și de semn contrar. Atunci $K_\Delta = 0$ și în consecință s-a atins starea limită de pierdere a stabilității elastice.

Se poate întîmpla ca înainte de acest stadiu rigiditățile K_B ale unora dintre stîlpii (B) să devină și ele negative, însă suma $K_A + \Sigma K_B$ rămîne totdeauna pozitivă pînă la starea limită.

III. 5. Exemplul de calcul nr. 3. Determinarea sarcinii critice de flambaj cu considerarea conlucrării stîlpilor în planul unui cadru

a) *Date geometrice și încărcări*

Se recalculează sarcina critică a stîlpului din exemplul nr. 1, considerat însă de data aceasta în ansamblul unui cadru transversal al unei hale cu două deschideri ca în figura 16.

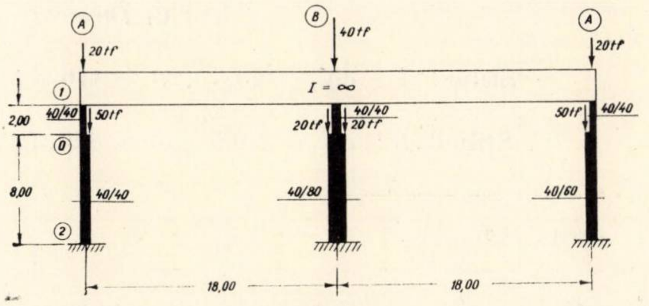


Fig. 16

Ipoteza de încărcare este cea mai defavorabilă pentru verificarea stîlpilor marginali de tip (A) : podurile rulante de pe cele două deschideri ale halei sînt cu sarcinile utile în vecinătatea acestor stîlpi, astfel că reacțiunile transmise de grinzile de rulare sînt : 50 tf pe stîlpii de tip (A) și cîte 20 tf de fiecare parte pe stîlpul central de tip (B). Ca și în exemplul nr. 1, dimensiunile se introduc în dm, iar forțele în tf. $E = 25\,000$ tf/dm².

Stîlpul	Tronsonul	Secțiile transv. ale barelor			l	$\frac{4I}{l}$	$\frac{6I}{l^2}$	$\frac{12I}{l^3}$	N
		b	h	$I = bh^3/12$					
A	l_1	4	4	21,3	20,0	4,26	0,3195	0,03195	20
	l_2	4	6	72,0	80,0	3,60	0,0675	0,00169	70
B	l_1	4	4	21,3	20,0	4,26	0,3195	0,03195	40
	l_2	4	8	170,7	80,0	8,53	0,1600	0,00400	80

b) *Încercarea I.* $c = 20$

Stîlpul A : $cN_1 = 20 \times 20 = 400$ tf ; $c(N_1 + N_2) = 20 \times 70 = 1400$ tf ;

Stîlpul B : $cN_1 = 20 \times 40 = 800$ tf ; $c(N_1 + N_2) = 20 \times 80 = 1600$ tf.

Stîlpul	Tronsonul	$c\,N$	$\frac{cN}{EI}$	$v = l\sqrt{\frac{cN}{EI}}$	γ_2	γ_4	γ_6	ρ	μ	k
A	l_1	400	$7{,}50 \times 10^{-4}$	0,55	0,990	0,995	0,969	4,22	0,3180	0,03100
	l_2	1400	$7{,}77 \times 10^{-4}$	2,22	0,824	0,915	0,504	2,96	0,0618	0,00085
B	l_1	800	$15{,}00 \times 10^{-4}$	0,77	0,979	0,990	0,940	4,16	0,3170	0,03010
	l_2	1600	$3{,}75 \times 10^{-4}$	1,55	0,917	0,959	0,759	7,82	0,1535	0,00304

Cu relația (9):

$$K_A = \frac{0{,}03100 \times 0{,}00085\,(4{,}22 + 2{,}96) - 0{,}00085\,(0{,}3180)^2 - 0{,}03100\,(0{,}0618)^2}{(0{,}03100 + 0{,}00085)\,(4{,}22 + 2{,}96) - (0{,}3180 - 0{,}0618)^2} = -\,0{,}98 \times 10^{-4}$$

$$K_B = \frac{0{,}03010 \times 0{,}00304\,(4{,}16 + 7{,}82) - 0{,}00304\,(0{,}3170)^2 - 0{,}03010\,(0{,}1535)^2}{(0{,}03010 + 0{,}00304)\,(4{,}16 + 7{,}82) - (0{,}3170 - 0{,}1535)^2} = +\,2{,}27 \times 10^{-4}$$

$$K_\Delta = 2K_A + K_B = (-\,2 \times 0{,}98 + 2{,}27)\,10^{-4} = +\,0{,}31 \times 10^{-4} > 0$$

c) *Încercarea II.* $c = 20{,}5$

Stîlpul A: $cN_1 = 20{,}5 \times 20 = 410$ tf; $c(N_1 + N_2) = 20{,}5 \times 70 = 1435$ tf;

Stîlpul B: $cN_1 = 20{,}5 \times 40 = 820$ tf; $c(N_1 + N_2) = 20{,}5 \times 80 = 1640$ tf.

Stîlpul	Tronsonul	$c\,N$	$\frac{c\,N}{EI}$	v	γ_2	γ_4	γ_6	ρ	μ	k
A	l_1	410	$7{,}70 \times 10^{-4}$	0,56	0,990	0,995	0,968	4,22	0,3180	0,03095
	l_2	1435	$7{,}99 \times 10^{-4}$	2,26	0,817	0,912	0,486	2,94	0,0615	0,00082
B	l_1	820	$15{,}40 \times 10^{-4}$	0,79	0,979	0,990	0,938	4,16	0,3170	0,03000
	l_2	1640	$3{,}85 \times 10^{-4}$	1,57	0,915	0,958	0,753	7,80	0,1533	0,00301

$$K_A = \frac{0{,}03095 \times 0{,}00082\,(4{,}22 + 2{,}94) - 0{,}00082\,(0{,}3180)^2 - 0{,}03095\,(0{,}0615)^2}{(0{,}03095 + 0{,}00082)\,(4{,}22 + 2{,}94) - (0{,}3180 - 0{,}0615)^2} = -\,1{,}12 \times 10^{-4}$$

$$K_B = \frac{0{,}03000 \times 0{,}00301\,(4{,}16 + 7{,}80) - 0{,}00301\,(0{,}3170)^2 - 0{,}03000\,(0{,}1533)^2}{(0{,}03000 + 0{,}00301)\,(4{,}16 + 7{,}80) - (0{,}3170 - 0{,}1533)^2} = +\,1{,}99 \times 10^{-4}$$

$$K_\Delta = 2K_A + K_B = (-\,2 \times 1{,}12 + 1{,}99)\,10^{-4} = -\,0{,}25 \times 10^{-4} < 0.$$

Prin interpolare liniară (fig. 17) se obține valoarea $\boxed{c_{critic} \simeq 20{,}3.}$

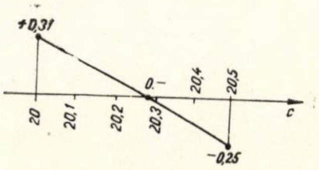


Fig. 17

III. 6. Exemplul de calcul nr. 4

Se recalculează sarcina critică pentru cazul din exemplul nr. 3, în ipoteza că stîlpii sînt articulați în rigla acoperișului.

a) *Date geometrice și încărcări*

Stîlpul	Tronsonul	$I = \frac{bh^3}{12}$	l	Tronsonul l_1: $3\,I/l$ Tronsonul l_2: $4\,I/l$	Tronsonul l_1: $3\,I/l^2$ Tronsonul l_2: $6\,I/l^2$	Tronsonul l_1: $3\,I/l^3$ Tronsonul l_2: $12\,I/l^3$	N
A	l_1	21,3	20,0	3,20	0,1600	0,00800	20
	l_2	72,0	80,0	3,60	0,0675	0,00169	70
B	l_1	21,3	20,0	3,20	0,1600	0,00800	20
	l_2	170,7	80,0	8,53	0,1600	0,00400	80

b) *Încercarea I.* $c = 11$

Stilpul	Tronsonul	cN	$\frac{cN}{EI}$	v	$\frac{\gamma_1}{\gamma_2}$	$\frac{\gamma_1}{\gamma_4}$	$\frac{\gamma_5}{\gamma_6}$	ρ	μ	k
A	l_1	220	$4{,}13\times10^{-4}$	0,41	0,989	0,989	0,932	3,16	0,1580	0,00745
	l_2	770	$4{,}28\times10^{-4}$	1,65	0,906	0,954	0,727	3,26	0,0644	0,00123
B	l_1	440	$8{,}26\times10^{-4}$	0,57	0,978	0,978	0,868	3,13	0,1565	0,00694
	l_2	880	$2{,}06\times10^{-4}$	1,15	0,955	0,978	0,867	8,15	0,1565	0,00347

$$K_A = \frac{0{,}00745\times0{,}00123\,(3{,}16+3{,}26) - 0{,}00123\,(0{,}1580)^2 - 0{,}00745\,(0{,}0644)^2}{(0{,}00745+0{,}00123)\,(3{,}16+3{,}26) - (0{,}1580-0{,}0644)^2} = -\,0{,}58\times10^{-4}$$

$$K_B = \frac{0{,}00694\times0{,}00347\,(3{,}13+8{,}15) - 0{,}00347\,(0{,}1565)^2 - 0{,}00694\,(0{,}1565)^2}{(0{,}00694+0{,}00347)\,(3{,}13+8{,}15) - (0{,}1565-0{,}1565)^2} = +\,1{,}42\times10^{-4}$$

$$K_\Delta = 2K_A + K_B = (-\,2\times0{,}58 + 1{,}42)\,10^{-4} = +\,0{,}24\times10^{-4} > 0.$$

c) *Încercarea II.* $c = 12$

Stilpul	Tronsonul	cN	$\frac{cN}{EI}$	v	$\frac{\gamma_1}{\gamma_2}$	$\frac{\gamma_1}{\gamma_4}$	$\frac{\gamma_5}{\gamma_6}$	ρ	μ	k
A	l_1	240	$4{,}50\times10^{-4}$	0,42	0,988	0,988	0,928	3,16	0,1580	0,00742
	l_2	840	$4{,}67\times10^{-4}$	1,73	0,896	0,949	0,700	3,23	0,0640	0,00118
B	l_1	480	$9{,}00\times10^{-4}$	0,60	0,976	0,976	0,856	3,13	0,1560	0,00685
	l_2	960	$2{,}24\times10^{-4}$	1,20	0,951	0,976	0,856	8,11	0,1560	0,00343

$$K_A = \frac{0{,}00742\times0{,}00118\,(3{,}16+3{,}23) - 0{,}0118\,(0{,}1580)^2 - 0{,}00742\,(0{,}0640)^2}{(0{,}00742+0{,}00118)\,(3{,}16+3{,}23) - (0{,}1580-0{,}0640)^2} = -\,0{,}85\times10^{-4}$$

$$K_B = \frac{0{,}00685\times0{,}00343\,(3{,}13+8{,}11) - 0{,}00343\,(0{,}1560)^2 - 0{,}00685\,(0{,}1560)^2}{(0{,}00685+0{,}00343)\,(3{,}13+8{,}11) - (0{,}1560-0{,}1560)^2} = +\,1{,}25\times10^{-4}$$

$$K_\Delta = 2K_A + K_B = (-\,2\times0{,}85 + 1{,}25)\,10^{-4} = -\,0{,}45\times10^{-4} < 0.$$

Prin interpolare liniară (fig. 18) se obține valoarea $\boxed{c_{critic} \simeq 11{,}3.}$

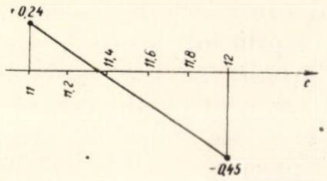


Fig. 18

Bibliografie

[1] Agent R. : *Asupra calculului stabilității elastice a cadrelor prin metoda iterației.* Ind. constr. și a mat. de constr., nr. 6,1956

[2] Agent R. : *Sisteme reticulare nedeterminate.* Ed. tehnică, București (sub tipar).

[3] Baiculescu Em., Piculescu St. : *Calculul stabilității generale a structurilor halelor industriale* (studiu nepublicat, 1966)

[4] Blaszkowiak S., Kaczkowski Z. : *Metoda Crossa.* Ed. Panstwowe Wyd. Naukowe, Varșovia, 1961.

[5] Ifrim M. : *Calculul stabilității cadrelor prin metoda iterației.* Ind. constr. și mat. de constr., nr. 3, 1956.

[6] Livesley R.K., Chandler D.B. : *Stability functions for structural frameworks.* Ed. Manchester Univ. Press, Manchester, 1956.

[7] Lundquist E.E. : *Principles of moment distribution applied to stability of structural members.* Proceedings of the 5-th intern. Congr. appl. mech., 1938.

[8] Lundquist E.E., Kroll W.D. : *Tables of stiffness and carry-over factor for structural members under axial load.* Nat. Advisory Commit. for Aeron., Washington, techn. note nr. 672, iunie 1938.

[9] Prokofiev I.P., Smirnov A.F. : *Statica construcțiilor,* vol. III. Ed. OPED-CFR, București, 1951.

[10] Răutu S., Bergman M. : *Stabilitatea statică a sistemelor elastice.* Ed. didactică, București, 1960

[11] Scarlat A. : *Stabilitatea și calculul de ordinul II al structurilor.* Ed. tehnică, București, 1969.

[12] Slavin A. : *Stability studies of structural frames.* Transactions of the New York Acad. of Science, nr. 3, 1950.

[13] Smirnov A.F. : *Stabilitatea statică și dinamică a construcțiilor.* Ed. tehnică a transporturilor, București, 1951.

[14] Southwell R.V. : *On the analysis of experimental observations in problems of elastic stability.* Proc. Royal Soc. (A), nr. 135, 1932.

[15] Voinea R. : *Contribuții la studiul stabilității elastice a construcțiilor static nedeterminate.* Disertație. Bulet. șt. al Inst. de constr. București, nr. 1, 1954.

UN CALCUL SPAȚIAL SIMPLIFICAT AL CONSTRUCȚIILOR MULTIETAJATE SIMETRICE

Ing. **Einar Keintzel**
D.S.A.P.C. Brașov

Pentru calculul conlucrării spațiale a elementelor structurale (cadre, diafragme cu și fără goluri) care intră în alcătuirea unei construcții multietajate simetrice supusă unor sarcini orizontale se indică în literatură o serie de metode iterative, o bună parte dintre ele considerînd ca primă aproximație starea de eforturi corespunzînd reducerii structurii în întregime la un cadru înlocuitor, care se poate calcula prin distorsiuni [4], [8].

În cele ce urmează se va arăta un procedeu simplificat pentru obținerea acestei prime aproximații, la care se reduce în multe cazuri, cînd nu se cere o exactitate mare, calculul spațial al construcțiilor multietajate, procedeu bazat pe folosirea diagramelor sau tabelelor întocmite pentru calculul diafragmelor cu un șir de goluri.

Se precizează că reducerea calculului spațial al construcțiilor multietajate la prima aproximație este indicată în cazul structurilor de tipuri obișnuite, ale căror elemente nu prezintă asimetrii sau neuniformități de rigiditate importante, în caz contrar fiind indicată efectuarea unui calcul mai complet, de tipul celui indicat în [4].

I. DIAFRAGMA CU UN ȘIR DE GOLURI

S-a arătat în [7] că ecuația distorsiunilor nivelului curent al unui cadru cu stîlpi axial-deformabili de secțiune constantă, stabilită în [6], primește în cazul diafragmei cu un șir de goluri din figura 1, ținînd seama de faptul că lățimea stîlpilor nu este mică în raport cu deschiderea riglelor, forma

$$-L_i + (2 + h^2\omega^2)\, L_j - L_k = \frac{2Sh^2}{I} \cdot 2\overline{M}_j, \qquad (1)$$

unde s-a notat:

L_i, L_j, L_k — forța tăietoare (lunecarea), preluată de riglele situate la nivelurile consecutive i, j, k;

$S = cA$ — momentul static al ariei A față de centrul de greutate al diafragmei;

A — aria secțiunii unui element vertical (stîlp) al diafragmei; în cazul diafragmelor nesimetrice cu ariile secțiunilor celor două elemente verticale A_1, A_2, se pune

$$A = \frac{2}{\dfrac{1}{A_1} + \dfrac{1}{A_2}} = \frac{2A_1A_2}{A_1 + A_2}$$

$I = 2(I_s + cS)$ — momentul de inerție al secțiunii diafragmei;

I_s — momentul de inerție al secțiunii unui element vertical (stîlp) al diafragmei; în cazul diafragmelor nesimetrice, cu momentele de inerție ale celor două elemente verticale I_1, I_2, se pune

$$2I_s = I_1 + I_2;$$

I_r — momentul de inerție al unei rigle (unui buiandrug); se reduce, eventual, pentru a ține seama de fisurare;

$h^2\omega^2 = h^2\dfrac{3I_rIc}{2a^3I_sSh}$ — o formă transformată a raportului de rigidități $6\, i_r/i_s$, intervenind la calculul prin distorsiuni al cadrelor etajate, formă obținută prin introducerea efectului lățimii mari a stîlpilor, precum și a efectului deformațiilor axiale ale stîlpilor. Urmărind deducerea acestei expresii în [7], se remarcă faptul că neglijarea ultimului efect este, din punct de vedere formal, echivalentă cu introducerea relației

$I = 2cS$, obținînd

$$h^2\omega^2 = 6\,\frac{\dfrac{I_r}{2c}}{\dfrac{I_s}{h}}\left(\frac{c}{a}\right)^3;$$

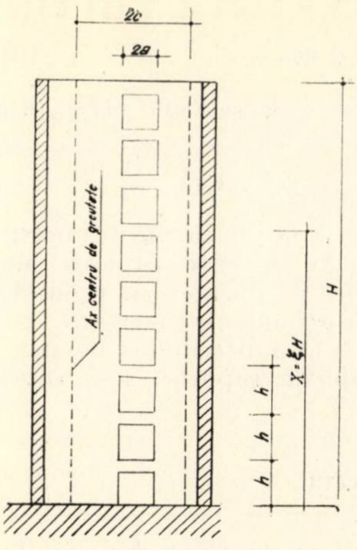


Fig. 1

$i_r = \frac{I_r}{2c}$,

$i_s = \frac{I_s}{h}$ — rigiditatea practică a unei rigle, respectiv a stîlpului unui cadru;

$2\overline{M}_j$ momentul neechilibrat la nodul j al cadrului înlocuitor, redus la un singur stîlp și la cîte un capăt de riglă în dreptul fiecărui nivel.

De asemenea, s-a arătat în [7] că, înlocuind structura reală cu legături discrete printr-o structură continuă fictivă, ecuația (1) primește forma

$$L'' - \omega^2 L = -\omega^2 \frac{Sh}{I} Q(x), \qquad (2)$$

$Q(x)$ reprezentînd forța tăietoare din sarcini orizontale, acționînd la cota x diafragma în ansamblu, considerată ca o consolă. Se menționează că s-a arătat pentru prima oară în [1], pentru cazul neglijării deformațiilor axiale ale stîlpilor, că ecuația (2) se poate obține din ecuația distorsiunilor unui cadru înlocuitor.

După rezolvarea ecuației diferențiale (2), forța axială în stîlpii diafragmei se poate calcula prin expresia

$$N(x) = \frac{1}{h}\int_x^H L(u)\,du, \qquad (3)$$

iar momentele în stîlpii diafragmei se pot determina repartizînd momentul

$$M_s(x) = M(x) - 2cN(x) \qquad (4)$$

la cei doi stîlpi în raportul momentelor de inerție, $M(x)$ reprezentînd momentul la cota x din sarcini orizontale, acționînd diafragma în ansamblu, considerată ca o consolă.

În diferite lucrări, de exemplu în [2], [3], [5], [9], se dau soluțiile ecuației diferențiale (2) pentru cazuri de încărcare importante, sub forma

$$L(\xi) = \frac{Q_0 S}{I} h\Phi(\alpha, \xi), \qquad (5)$$

$$N(\xi) = \frac{Q_0 S}{I} H\Psi(\alpha, \xi), \qquad (6)$$

valorile $\Phi(\alpha, \xi)$, $\Psi(\alpha, \xi)$ fiind calculate în funcție de indicele de monolitism $\alpha = \omega H$ și de cota ξ, iar Q_0 reprezentînd forța tăietoare din sarcini orizontale la baza diafragmei.

Se menționează că relațiile de mai sus, stabilite pentru diafragme cu un singur șir de goluri, pot fi aplicate și la diafragme simetrice cu două șiruri de goluri, secțiunea stîlpului exterior fiind caracterizată prin valorile A_1, I_1, iar secțiunea stîlpului interior prin valorile A_2, I_2 (fig. 2). În acest caz, diafragma simetrică cu două șiruri de goluri se va descompune în două diafragme nesimetrice cu cîte un șir de goluri, avînd fiecare $2\,I_s + I_1 + 0{,}5\,I_2$ și, din cauza lipsei deformațiilor axiale ale stîlpului interior, $A_2 = \infty$, adică $A = 2A_1$, și preluînd fiecare jumătate din sarcina revenind diafragmei cu două șiruri de goluri [9].

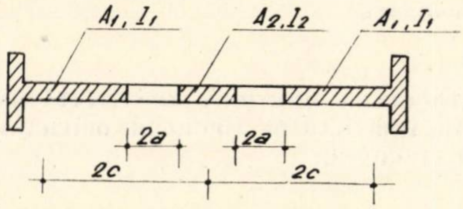


Fig. 2

II. STRUCTURA SIMETRICĂ CONSTITUITĂ DINTR-UN NUMĂR ARBITRAR DE TIPURI DE DIAFRAGME PLINE ȘI UN SINGUR TIP DE DIAFRAGME CU UN ȘIR DE GOLURI

Reducînd structura simetrică constituită dintr-un număr arbitrar de tipuri de diafragme pline și un singur tip de diafragme cu un șir de goluri (sau de diafragme simetrice cu două șiruri de goluri), la un cadru înlocuitor, ecuația distorsiunilor acestui cadru înlocuitor va avea tot forma (1). În expresia pentru ω^2 se va înlocui însă I_r prin ΣI_r și $2I_s$ prin $\Sigma 2I_s + \Sigma I_p$, unde s-a notat:

ΣI_r — suma momentelor de inerție ale secțiunilor tuturor riglelor situate la un anumit nivel;

$\Sigma 2I_s$ — suma momentelor de inerție ale secțiunilor elementelor verticale ale tuturor diafragmelor cu goluri;

ΣI_p — suma momentelor de inerţie ale secţiunilor tuturor diafragmelor pline.

Rezultă că şi eforturile corespunzînd conlucrării spaţiale a tuturor elementelor care intră în alcătuirea structurii în ansamblu se pot calcula cu ajutorul expresiilor (4), (5), (6), înlocuind valoarea ω^2, corespunzînd unei diafragme cu goluri, prin

$$\omega^2 \frac{\Sigma 2I_s}{\Sigma 2I_s + \Sigma I_p} \tag{7}$$

şi distribuind forţele $L(\xi)$, $N(\xi)$, rezultate din acest calcul, în mod egal la elementele tuturor diafragmelor cu goluri, iar momentele $M_s(\xi)$ la elementele verticale ale diafragmelor cu goluri şi la diafragmele pline, în raportul momentelor de inerţie.

III. STRUCTURA SIMETRICĂ CONSTITUITĂ DINTR-UN NUMĂR ARBITRAR DE TIPURI DE DIAFRAGME PLINE ŞI CU GOLURI

În cazul mai general în care în alcătuirea structurii intră mai multe tipuri de diafragme cu cîte un şir de goluri, în cazul în care diafragmele cu două şiruri de goluri nu sînt simetrice şi în cazul în care există şi diafragme cu mai multe şiruri de goluri, reducerea structurii la un cadru înlocuitor care se calculează prin distorsiuni implică renunţarea la considerarea efectului deformaţiilor axiale ale stîlpilor.

Notînd cu

$6i'_r = 6\frac{I_r}{2c}\left(\frac{c}{a}\right)^3$ — rigiditatea practică a unui capăt de riglă (de buiandrug) la distorsiune, ţinînd seama de faptul că lăţimea stîlpului nu este mică în raport cu deschiderea riglei;

$6\Sigma i'_r$ — suma rigidităţilor practice ale tuturor capetelor de riglă din structură (numărul lor fiind egal cu dublul numărului riglelor) situate la acelaşi nivel;

$\Sigma i_s = \frac{1}{h}\Sigma I_s$ — suma rigidităţilor practice ale tuturor stîlpilor din structură,

se obţine pentru acest caz

$$h^2\omega^2 = 6\frac{\Sigma i'_r}{\Sigma i_s}. \tag{8}$$

Dacă se mai introduce $I = 2cS$ şi se înlocuieşte în ecuaţia (2) forţa de lunecare prin momentul preluat de rigle $M_r = 2cL$, ecuaţia (2) primeşte forma

$$M''_r - \omega^2 M_r = -\omega^2 hQ, \tag{9}$$

iar relaţia (5) devine

$$M_r = Q_0 h\Phi(\alpha, \xi). \tag{10}$$

Introducînd $I = 2cS$ şi în relaţiile (4) şi (6), rezultă

$$M_s(\xi) = M(\xi) - Q_0 H\Psi(\alpha, \xi). \tag{11}$$

Momentele în rigle se obţin ca atare, distribuind momentul $M_r(\xi)$ la toate capetele de rigle situate la nivelul ξ, în raportul rigidităţilor practice la distorsiune ale acestora, iar momentele în stîlpi se obţin distribuind momentul $M_s(\xi)$ la toţi stîlpii în raportul momentelor de inerţie.

IV. EXEMPLU DE CALCUL

O construcţie cu 16 niveluri cu $h = 3{,}0$ m este rigidizată prin două diafragme pline (fig. 3, tip A) şi nouă diafragme cu un şir de goluri (fig. 3, tip B), avînd următoarele caracteristici:

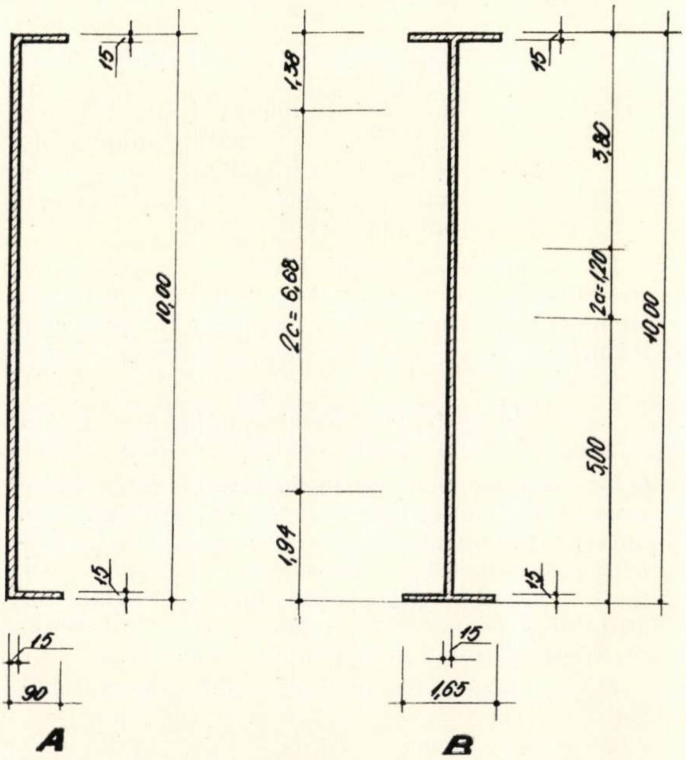


Fig. 3

— diafragmele tip A

$I = 17{,}95$ m^4

— diafragmele tip B

$I_1 = 1{,}222$ m^4

$I_2 = 2{,}580$ m^4

$S = 2{,}920$ m^3

$I = 23{,}30$ m^4

$\alpha = 4{,}0$.

Se calculează momenul maxim în diafragma de tip A şi lunecarea preluată de un buiandrug al diafragmei de tip B situat la cota $\xi = 0,4$, construcţia fiind încărcată cu o sarcină triunghiulară avînd valoarea maximă la vîrf, cu rezultanta $Q_o = 127,0$ t.

Indicele de monolitism corespunzînd structurii în întregime va fi, conform relaţiei (7) :

$$\alpha = 4,0 \sqrt{\frac{9\cdot(2,580 + 1,222)}{9\cdot(2,580 + 1,222) + 2\cdot 17,95}} = 2,8.$$

Interpolînd în tabelele din [9] pentru funcţiile Φ, Ψ, rezultă :

— pentru diafragma A

$$\Psi(2,8\,;\,0,0) = 0,37$$

$$M_s(0) = 127.\frac{2}{3}.48 - 6,68.\frac{127\cdot 2,92}{23,3}\cdot$$

$$\cdot 48\cdot 0,37 = 2150 \text{ tm}$$

[relaţia (4)]

$$M^A(0) = 2150\cdot$$

$$\cdot\frac{17,95}{9\cdot(2,580 + 1,222) + 2\cdot 17,95} = 550 \text{ tm}$$

— pentru diafragma B

$$\Phi(2,8\,;\,0,4) = 0,44$$

$$L(0,4) = \frac{1}{9}\cdot\frac{127\cdot 2,92}{23,3}\cdot 3,0\cdot 0,44 = 2,34 \text{ t}$$

[relaţia (5)].

Bibliografie

[1] Agent R. : *Calculul diafragmelor cu goluri după metoda Albigès—Goulet este un calcul de diafragmă sau un calcul de cadru etajat?* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 6, 1965.

[2] Albigès M., Goulet J. : *Contreventement des bâtiments.* Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, nr. 5, 1960.

[3] Arcan M. : *O metodă de calcul al diafragmelor cu un şir de goluri.* Studii şi cercetări de mecanică aplicată nr, 2, 1962.

[4] Avram C., Anastasescu D., Mîrşu O., Munteanu I. : *Consideraţii asupra calculului diafragmelor-cadre din beton armat.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 1, 1967.

[5] Hangan M. : *Construcţii din beton armat.* Bucureşti, 1963.

[6] Keintzel E. : *Calculul cadrelor etajate simetrice cu o singură deschidere, cu stîlpi axial-deformabili la forţe orizontale.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 1, 1967.

[7] Keintzel E. : *Calculul simplificat al diafragmelor cu goluri nesimetrice la sarcini orizontale.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 3, 1968.

[8] Lupaş A. : *Metode simplificate de calcul al structurilor cu conlucrare spaţială la sarcini orizontale.* Proiect I.P.C.T. 4203/II. Bucureşti, 1967.

[9] Rosman R. : *Die statische Berechnung von Hochhauswänden mit Öffnungsreihen*, Berlin, 1965.

ASPECTE DIN PROIECTAREA ANTISEISMICĂ A CLĂDIRILOR ÎNALTE DIN JAPONIA

Ing. F. E. Dabija

ISCAS – București

I. INTRODUCERE

În Japonia, țară situată în una din zonele globului pămîntesc cu activitate seismică deosebit de intensă, realizarea unor construcții capabile să facă față în bune condiții acțiunii distructive a cutremurelor a constituit totdeauna o preocupare de cea mai mare însemnătate.

Investigațiile și studiile începute pe baze științifice către sfîrșitul secolului trecut au căpătat o amploare deosebită și un caracter organizat în urma marelui cutremur din Kanto (1923), care a provocat pagube uriașe și un număr impresionant de victime omenești în regiunile din sud-estul țării, îndeosebi în orașele Tokio și Yokohama. Cercetarea efectelor acestui cutremur și studiile întreprinse în anii imediat următori au dus la adoptarea unor tipuri de structuri deosebit de rigide, obținute ca rezultat al limitării înălțimii clădirilor la 31 de metri și al aplicării unor valori mari ale coeficienților seismici.

După cel de al doilea război mondial, problema realizării clădirilor înalte a devenit deosebit de actuală în Japonia, datorită necesității imperioase a reconstrucției orașelor și a utilizării cît mai eficiente a terenului în zonele urbane. A apărut ca o cerință de prim ordin crearea condițiilor necesare sub aspect tehnic-științific, organizatoric și legislativ în vederea efectuării acestui salt calitativ în activitatea de construcții.

Asimilînd în mod creator rezultatele obținute pe plan mondial în domeniul seismologiei inginerești și valorificînd bogatul material propriu, specialiștii japonezi și-au formulat concepția actuală de proiectare antiseismică a clădirilor înalte și au elaborat o metodologie de calcul corespunzătoare. Numărul clădirilor înalte a crescut cu repeziciune în ultimii ani, tinzînd să modifice substanțial aspectul orașelor japoneze.

În cuprinsul articolului de față se face o prezentare a principiilor și metodologiei aplicate actualmente în proiectarea antiseismică a clădirilor înalte în Japonia, ilustrată cu unele aspecte caracteristice întîlnite în cadrul proiectării și realizării a două astfel de construcții.

II. PRINCIPIILE ȘI METODOLOGIA ACTUALĂ A PROIECTĂRII ANTISEISMICE A CLĂDIRILOR ÎNALTE

Vechile prescripții japoneze, care au în vedere numai clădiri relativ joase și foarte rigide, prevăd aplicarea unor valori fixe ale coeficienților seismici, fără a lua în considerare caracteristicile dinamice ale construcției și modul în care aceasta răspunde acțiunii seismice.

Aceste valori pornesc de la 0,20 pentru partea de clădire pînă la 16 m înălțime, majorîndu-se apoi cu cîte 0,01 pentru fiecare porțiune de 4 m deasupra acesteia. În funcție de natura terenului de fundare, de materialul din care este alcătuită structura, precum și de situația amplasamentului pe harta de macroraionare seismică a țării, se indică anumiți coeficienți de reducere a valorilor de mai sus.

Inaugurarea noii perioade în istoria construcțiilor în Japonia — eveniment marcat prin îndepărtarea restricțiilor privind înălțimea clădirilor — a fost pregătită de o intensă activitate pe tărîm teoretic și experimental, bazată pe lărgirea considerabilă pe plan mondial a volumului de informații și de cunoștințe în domeniul ingineriei seismice. Aspectele noi puse în evidență de cercetările întreprinse în ultimele decade trebuiau să ducă inevitabil la o schimbare calitativă a concepției de proiectare antiseismică a clădirilor înalte multietajate.

Deoarece vechile prescripții japoneze nu corespundeau și nu mai puteau fi aplicate structurilor moderne, s-a trecut la elaborarea unor propuneri privind criteriile principale de proiectare a clădirilor înalte. Aceste propuneri, revizuite și completate în ultimii ani, stau la baza metodologiei actuale de proiectare antiseismică în Japonia.

Criteriile propuse sînt valabile pentru clădirile de tip curent, avînd înălţimea deasupra terenului mai mare de 45 m. Se consideră că pentru cele care au înălţimea sub această limită, utilizarea în continuare a vechilor prescripţii este satisfăcătoare. În practică însă, noile criterii sînt aplicate frecvent şi clădirilor cu înălţime mai mică.

Se recomandă alcătuirea cît mai simplă a structurii în plan şi elevaţie, astfel încît caracteristicile sale dinamice să poată fi calculate cît mai exact. În mod special se atrage atenţia asupra reducerii la minimum a efectului de torsiune generală.

Structura clădirii trebuie să posede, atît rezistenţa, cît şi rigiditatea necesare preluării şi transmiterii forţelor orizontale la care poate fi supusă. Deformaţia structurii trebuie limitată astfel încît să se evite pe cît posibil deteriorarea elementelor nestructurale, precum şi dificultăţile în exploatarea corespunzătoare a clădirii.

În calculul răspunsului dinamic al construcţiei se consideră, nu numai contribuţia scheletului de rezistenţă, ci şi cea a elementelor nestructurale din componenţa clădirii.

În vederea obţinerii unui răspuns mai clar la acţiunea seismică şi pentru limitarea tasărilor diferenţiate se recomandă fundarea construcţiei pe teren tare şi alcătuirea unei infrastructuri cu rezistenţă şi rigiditare ridicate.

În linii mari, proiectarea antiseismică a construcţiei cuprinde următoarele etape :

— dimensionarea preliminară a structurii pe baza unui calcul static convenţional, pornind de la valori ale forţelor seismice determinate cu formule de natură empirică ;

— calculul direct al răspunsului dinamic la acţiunea seismică, corespunzînd unor accelerograme înregistrate în timpul cutremurelor trecute ;

— verificarea condiţiilor de siguranţă şi de exploatare a structurii, pe baza rezultatelor calculului dinamic direct ;

— corectarea dimensionării preliminare şi recalcularea răspunsului dinamic, în cazul în care verificarea nu a dat rezultate complet satisfăcătoare.

Metodologia de proiectare recomandată este următoarea :

a) Se evaluează coeficientul seismic de calcul (coeficientul forţei tăietoare la baza structurii) :

$$\frac{0,18}{T} \leqslant c_B \leqslant \frac{0,36}{T},$$

respectînd totodată condiţia :

$$0,05 \leqslant c_B \leqslant 0,20.$$

Perioada fundamentală de vibraţie poate fi determinată cu formula

$$T \text{ (sec.)} = \alpha \cdot n \; (\alpha = 0,07 - 0,11)$$

unde n este numărul total de niveluri, inclusiv cele situate sub nivelul terenului. În general, pentru structurile metalice se iau valori mai mari ale lui α, iar pentru cele de beton armat valori mai mici.

Valoarea $c_B = 0,20$ ar corespunde coeficientului seismic din vechile prescripţii, ducînd la structuri deosebit de rigide. Valori mai mici decît $c_B = 0,05$ ar avea ca efect deformaţii inelastice importante în cazul unui cutremur de intensitate ridicată.

b) Se evaluează variaţia coeficientului forţei tăietoare de nivel pe înălţimea construcţiei, pornind de la valoarea determinată pentru c_B, care se majorează progresiv pînă la valori de 2,5 — 3 ori mai mari la partea de sus a clădirii.

Această variaţie pronunţată urmăreşte să asigure o rigiditate sporită a părţii superioare a structurii, diminuînd în acest mod efectul defavorabil al aşa-numitei ,,lovituri de bici'' provocate de modurile superioare de vibraţie.

c) Pe baza solicitărilor obţinute printr-un calcul static obişnuit, se face dimensionarea preliminară a elementelor structurii.

d) Se calculează masele şi rigidităţile structurii la fiecare nivel şi se apreciază valoarea amortizării elastice. Pentru a putea analiza comportarea structurii şi dincolo de limita domeniului elastic, se adoptă diagrame forţă-deformaţie corespunzătoare (în general de tip biliniar).

Pentru a obţine confirmarea ipotezelor şi valorilor adoptate în calcul, se recomandă efectuarea de încercări pe modele la scară redusă şi la scară naturală, în special în cazul elementelor structurale care prezintă caracteristici aparte sau au o importanţă deosebită în asigurarea rezistenţei clădirii.

e) În vederea efectuării calculului dinamic direct se selecţionează accelerogramele unor cutremure înregistrate, luînd în considerare particularităţile spectrelor de răspuns respective, precum şi caracteristicile terenului pe care urmează să se execute construcţia. Eventual, se pot utiliza drept excitaţie exterioară şi unele funcţii artificial create.

Intensitatea acceleraţiei se alege pe baza unor criterii statistice, ţinînd seamă de istoricul regiunii din punct de vedere seismic, de condiţiile geo-morfologice ale terenului, de adîncimea şi tipul de fundaţie.

f) Se calculează răspunsul structurii la excitaţia seismică definită de accelerogramele utilizate şi anume — în mod obişnuit — variaţia deplasării relative, a factorului de ductilitate, a forţei tăietoare şi a momentului de răsturnare pentru fiecare nivel. Operaţiile se efectuează cu ajutorul unui calculator electronic analog sau cifric.

Pentru diferite intensităţi ale acceleraţiei seismice aplicate se urmăreşte comportarea structurii, atît în domeniul elastic, cît şi în afara acestuia.

g) Pe baza rezultatelor obţinute se verifică în ce măsură structura corespunde condiţiilor de rezistență, stabilitate și comportare în exploatare.

Dacă unele din valorile determinate prin analiza dinamică directă nu sînt satisfăcătoare, dimensionarea preliminară se corectează în consecință, iar calculul răspunsului se reface pînă la obținerea rezultatelor dorite.

h) Pentru o serie de elemente nestructurale (parapete, atice, ornamentații etc.) se aplică valori ale coeficientului seismic de ordinul 0,50 — 1,00.

De asemenea, pentru turnuri, coșuri sau rezervoare amplasate pe acoperiș se aplică un coeficient seismic de 1,5 — 2 ori mai mare decît valoarea celui de la ultimul planșeu al clădirii, avînd în vedere amplitudinea considerabilă a răspunsului acestor elemente la acțiunea seismică.

III. PROIECTAREA ANTISEISMICĂ A CLĂDIRII ÎNALTE DE LA KASUMIGASEKI, TOKIO

După abrogarea restricției privind înălțimea clădirilor, în marile orașe din Japonia au fost delimitate zonele în care se autoriza construirea clădirilor înalte și și-au făcut treptat apariția numeroase edificii depășind vechea barieră a celor 31 m.

Prima clădire japoneză care poate fi considerată un adevărat „zgîrie-nori" a început să se înalțe în centrul orașului Tokio în anul 1965. Doi ani mai tîrziu, structura sa era complet terminată, iar în 1968 clădirea a fost dată în exploatare (fig. 1).

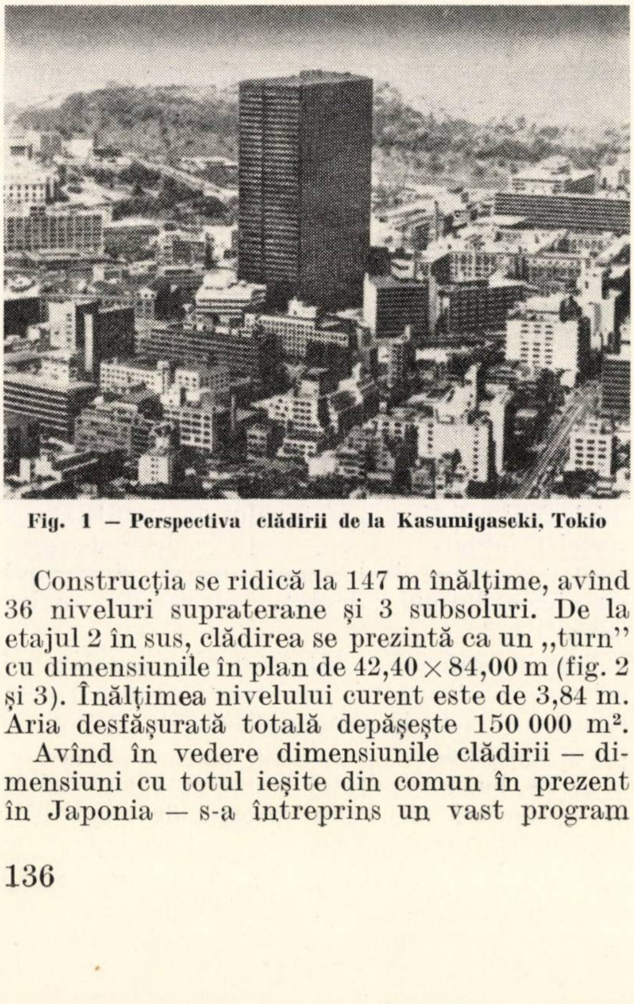


Fig. 1 — Perspectiva clădirii de la Kasumigaseki, Tokio

Construcția se ridică la 147 m înălțime, avînd 36 niveluri supraterane și 3 subsoluri. De la etajul 2 în sus, clădirea se prezintă ca un „turn" cu dimensiunile în plan de 42,40 × 84,00 m (fig. 2 și 3). Înălțimea nivelului curent este de 3,84 m. Aria desfășurată totală depășește 150 000 m².

Avînd în vedere dimensiunile clădirii — dimensiuni cu totul ieșite din comun în prezent în Japonia — s-a întreprins un vast program

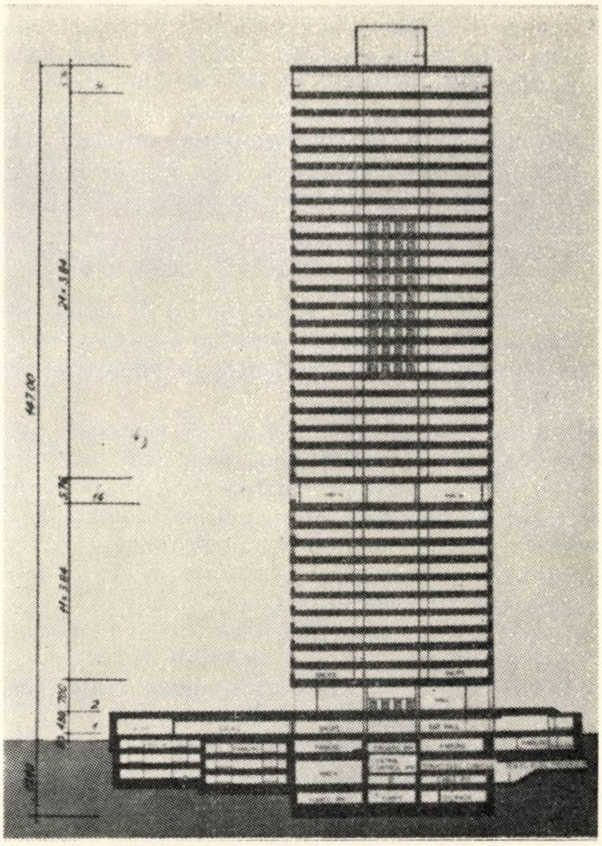


Fig. 2 — Secțiune transversală

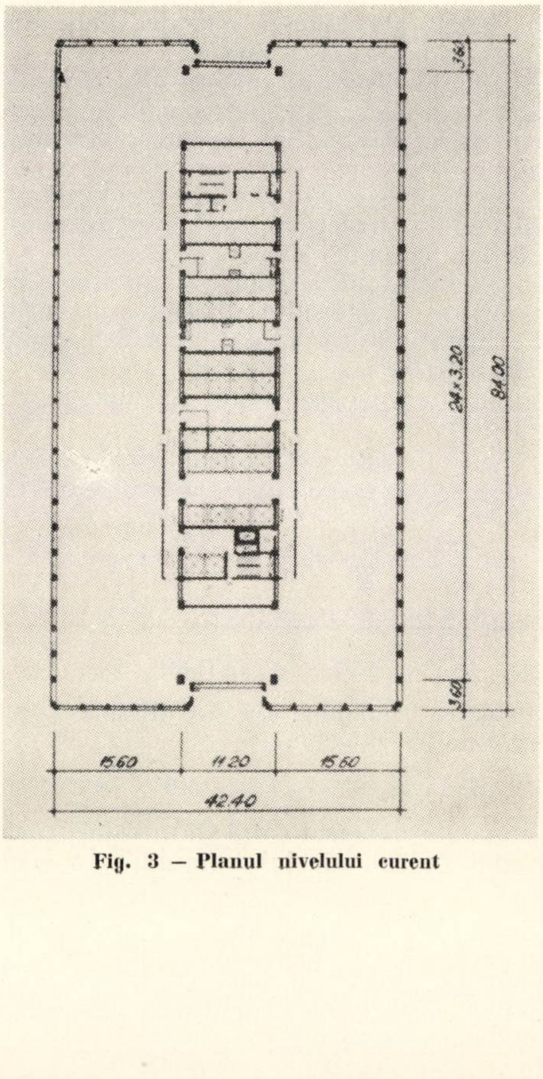


Fig. 3 — Planul nivelului curent

de studii și cercetări pentru obținerea de date teoretice și experimentale cît mai complete asupra numeroaselor probleme care se ridicau în fața realizării unei asemenea construcții. Unul dintre aspectele esențiale a fost acela al investigării comportării clădirii sub acțiunea cutremurelor puternice, precum și a taifunurilor care constituie o amenințare permanentă în arhipelagul japonez.

După analizarea diverselor sisteme structurale posibile în condițiile date, în final a fost aleasă o soluție cu cadre metalice cuplate, cu un nucleu central alcătuit din pereți de beton armat. Stîlpii metalici au secțiunea în formă de H cu tălpi late, păstrînd dimensiunile aproape constante pe întreaga înălțime a structurii. Materialul utilizat este oțel SM 50 A ($\sigma_{c\,min} = 3\,200$ kgf/cm^2; $\sigma_r = 5\,000 - 6\,000$ kgf/cm^2). Grinzile transversale de peste 15 m deschidere, dispuse la 1,60 m interax, sînt realizate din profile I cu tălpi late, avînd inima „expandată". Această soluție a permis obținerea unei rigidități sporite a riglelor cadrelor, fără un consum suplimentar de oțel, rezolvînd totodată trecerea tuturor instalațiilor în grosimea planșeului. Materialul utilizat este oțel SS 41 ($\sigma_{c\,min} = 2\,300$ kgf/cm^2; $\sigma_r = 4\,100 - 5\,000$ kgf/cm^2).

Îmbinările tronsoanelor de stîlpi, precum și cele dintre grinzi și stîlpi sînt realizate cu buloane de înaltă rezistență.

Rezultatele calculelor preliminare au arătat că structura metalică singură are o flexibilitate prea mare, ducînd la deplasări și deformații inacceptabile, sub acțiunea forțelor laterale. Introducerea unui nucleu de beton armat grupînd lifturile, scările și coloanele de instalații a adus o creștere considerabilă a rigidității construcției. În vederea îmbunătățirii ductilității nucleului de beton armat — și implicit a întregii structuri — după cercetări și experimentări pe modele s-a ajuns la concluzia practicării unor șlițuri verticale în pereții care îl compun. Această soluție a fost adoptată în proiectul definitiv.

Planșeele sînt de beton cu agregate ușoare. Placa este turnată pe un cofraj nervurat din tablă de oțel de 1,2 mm grosime, pe care aderă și care îi servește ulterior drept armătură la partea inferioară.

Pe înălțimea subsolurilor, structura este de beton armat cu oțel rigid.

Fundația este realizată dintr-un radier casetat de 3 m înălțime, așezat pe un strat de conglomerat, la 18 m sub fața terenului. Presiunea efectivă din sarcini gravitaționale este de circa 3,5 kgf/cm^2.

Proiectarea întregii structuri a fost făcută sub îndrumarea cunoscutului specialist japonez în problemele ingineriei antiseismice prof. dr. K. Muto de la Universitatea din Tokio.

Analiza răspunsului la acțiunea seismică a fost efectuată cu ajutorul unui calculator electronic cifric tip HITAC 5020, de către „Kajima Institute of Construction Technology" în colaborare cu „Muto Institute of Structural Mechanics" din Tokio.

Datele inițiale pentru această analiză au constat din :

— valorile calculate ale maselor și rigidităților de nivel. Este de menționat uniformitatea variației pe înălțime a rigidității structurii, valoarea la partea superioară reprezentînd circa 45% din cea de la bază ;

— valoarea factorului de amortizare, considerată egală cu 5% din cea critică ;

— caracteristicile diagramei forță-deformație, considerată de tip biliniar histeretic ;

— tipul accelerogramelor și mărimea accelerației seismice. Pentru condițiile acestei construcții au fost alese accelerogramele înregistrate în timpul cutremurelor din El Centro (1940, componenta N—S), Tokio 101 (1956, componenta N—S) și Sendai 501 (1956, componenta N—S). Intensitățile de calcul ale accelerației seismice la nivelul fundației au fost stabilite — pentru fiecare tip de accelerogramă — la 10, la 33 și la 50% din accelerația gravitației.

Perioada fundamentală de vibrație a rezultat egală cu 4,3 s.

Condițiile cele mai defavorabile au apărut în urma aplicării accelerogramei cutremurului din El Centro. Diagrama forței tăietoare maxime la fiecare nivel sub acțiunea acestui cutremur este reprezentată în figura 4, împreună cu valorile rezultate din calculul static pre-

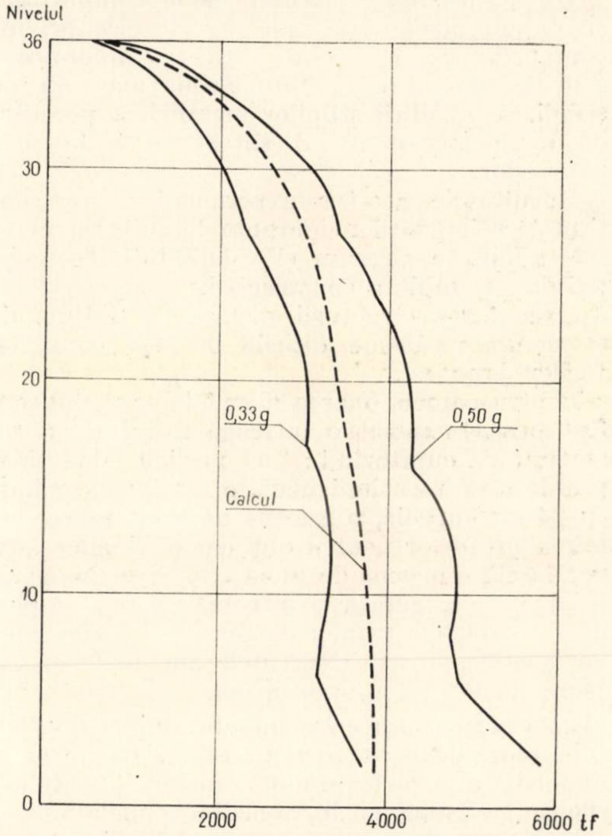


Fig. 4 — Diagrama variației forței tăietoare maxime pe înălțimea structurii sub acțiunea cutremurului din El Centro (1940)

liminar care a stat la baza dimensionării inițiale a structurii.

Analiza detaliată a răspunsului dinamic a arătat că nucleul alcătuit din pereți de beton armat intră în zona plastică la etajul 4 pentru o accelerație seismică egală cu 0,27 g (g = accelerația gravitației). Pentru 0,35 g, zona plastică cuprinde pereții de beton armat de la etajele 4 — 6. Cadrele metalice continuă să rămînă în domeniul elastic.

În figura 4 se observă că pînă la accelerații seismice de circa 0,35 g — ceea ce ar corespunde aproximativ gradului 9 1/2 pe scara Mercalli modificată — la nici unul din nivelurile structurii, luat în ansamblu, nu se depășește valoarea forței tăietoare de calcul, care marchează trecerea întregului nivel în domeniul plastic.

Deplasările relative ale nivelurilor nu întrec — în această situație — mărimea de 2 cm. O dată cu creșterea intensității accelerației seismice, structura depășește limita elastică, începînd cu nivelurile inferioare. Ea are o capacitate suficientă de a rezista în continuare cutremurului, făcînd apel la rezerva de energie oferită de deformarea inelastică.

Înainte de definitivarea proiectului au fost efectuate numeroase experimentări pentru a verifica valabilitatea unora dintre ipotezele adoptate și a rezultatelor obținute prin calcul. Studiile și cercetările au avut loc, atît pe modele la scară redusă, cît și pe elemente la scară naturală.

Dintre acestea din urmă, cele mai importante și mai minuțios analizate au fost cele privind comportarea sub sarcini statice și dinamice a grinzilor metalice, a îmbinărilor acestora cu stîlpii, a înnădirii stîlpilor metalici, a pereților de beton armat avînd șlițuri verticale și a planșeelor.

Rezultatele acestor experimentări au confirmat proiectanților siguranța detaliilor structurale adoptate, precum și valabilitatea concepției de ansamblu a construcției.

Executarea structurii metalice a ridicat de asemenea probleme dificile în fața constructorilor japonezi.

Pentru confecționarea elementelor metalice a fost pusă la punct o întreagă instalație automatizată, cuprinzînd: o mașină de tăiat profile de dimensiuni mari, o mașină de găurit cu 24 de burghie, o mașină de tăiat în zig-zag inima profilelor pentru obținerea grinzilor „expandate", o mașină de sudat etc. Precizia operațiilor este asigurată printr-un sistem complex de control electronic. Înainte de expedierea pe șantier, toate elementele au fost supuse asamblărilor de probă în uzină.

În vederea accelerării montajului pe șantier, subansamblurile au fost în cea mai mare parte realizate în uzină, ținînd seamă de posibilitățile de transport și de capacitatea utilajului de ridicat. Pentru montarea scheletului metalic s-au utilizat macarale derrick și macarale „cățărătoare".

În ceea ce privește elementele nestructurale, s-a urmărit simplificarea și tipizarea lor prin adoptarea unei modulări de 1,60 m pe întreaga clădire.

În figurile 5 — 9 sînt prezentate cîteva aspecte din timpul executării acestei remarcabile construcții.

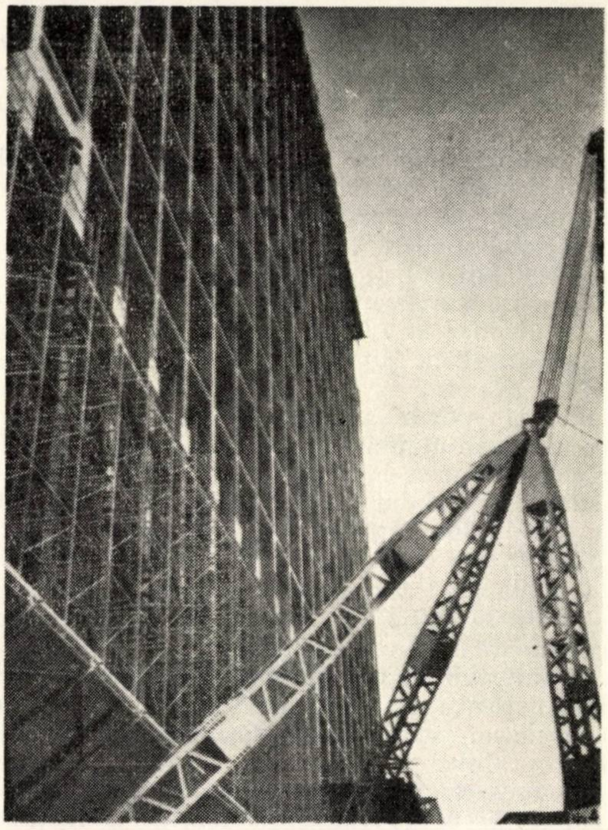


Fig. 5 — Vederea scheletului metalic al fațadei

IV. PROIECTAREA ANTISEISMICĂ A CLĂDIRII WISMA-NUSANTARA DIN DJAKARTA, INDONEZIA

Procesul rapid de dezvoltare înregistrat în domeniul construcțiilor în Japonia a fost însoțit și de o extindere considerabilă a acestei activități în străinătate, îndeosebi în țările din sud-estul Asiei și din America Latină. În numeroase

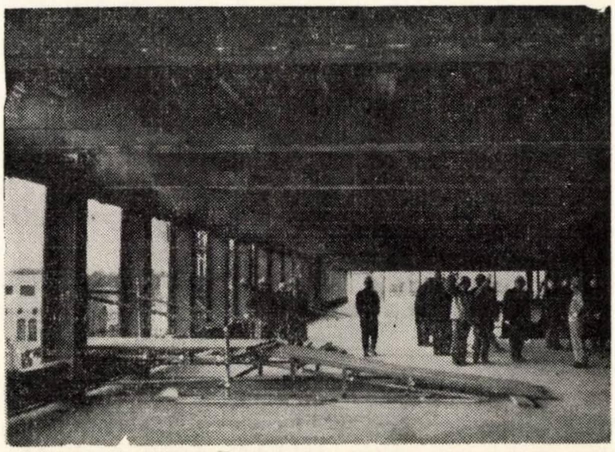


Fig. 6 — Vederea grinzilor metalice transversale

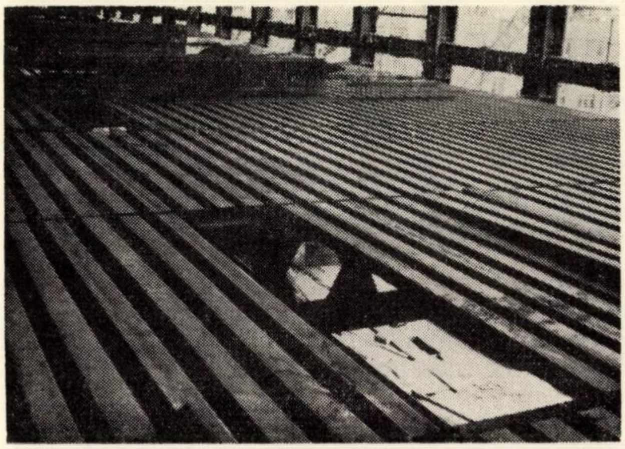


Fig. 7 – Alcătuirea planşeului metalic

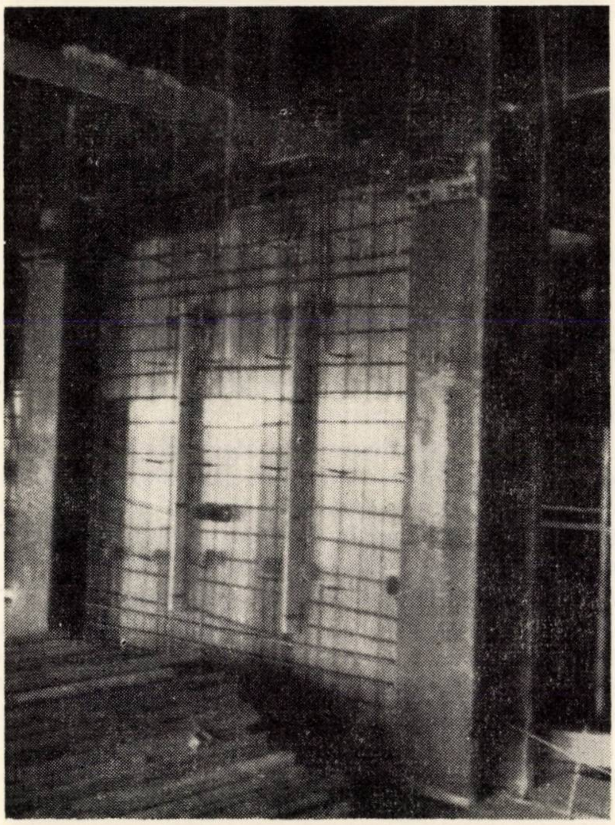


Fig. 8 – Cofrajul şi armarea unui perete de beton cu şliţuri verticale

cazuri, constructorii japonezi au avut de făcut faţă problemelor legate de asigurarea protecţiei antiseismice a clădirilor înalte, în condiţiile unei lipse aproape totale a datelor sau înregistrărilor privind activitatea seismică din regiunile respective.

În 1963—1965, specialiştii japonezi au proiectat şi executat în Djakarta clădirea administrativă Wisma—Nusantara, care — cu cei peste 106 m cît măsoară — este în prezent cea mai înaltă din Indonezia (fig. 10).

Clădirea este alcătuită dintr-un „turn'' cu 29 de niveluri supraterane şi un subsol, şi dintr-un corp jos cu două niveluri şi subsol.

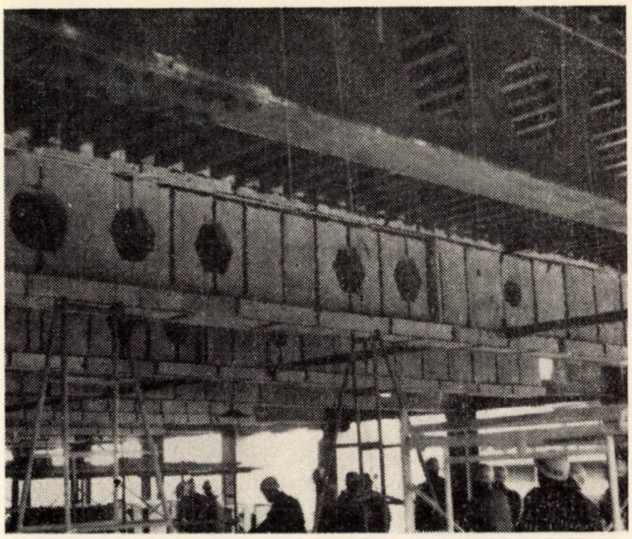


Fig. 9 – Montarea izolaţiei ignifuge a grinzilor metalice, alcătuită din plăci de azbest

Aria unui nivel curent al turnului este de aproape 1 100 m^2, iar înălţimea de 3,60 m. Aria desfăşurată totală trece de 40 000 m^2. Structura este alcătuită din cadre metalice (fig. 11), materialul utilizat fiind oţelul SS 41 şi SS 50. Subsolul este realizat din beton armat cu oţel rigid.

Planşeele sînt de beton uşor, placa fiind turnată pe cofraj din tablă de oţel, care joacă şi rol de armătură.

Fundaţia corpului înalt constă dintr-un radier casetat de peste 4 m înălţime, care transmite sarcinile unui strat de tuf vulcanic, realizînd — la o adîncime de 9 m de la faţa terenului — o presiune efectivă de 3 kgf/cm^2.

În vederea estimării intensităţii acţiunii seismice pentru calculul acestei construcţii s-a efectuat o analiză atentă a datelor existente asupra cutremurelor care au avut loc în arhipelagul indonezian şi s-au întreprins cercetări privind stratificaţia şi caracteristicile terenului pe amplasamentul ales.

Examinarea activităţii seismice trecute a arătat că cel mai puternic cutremur din regiunea Djakarta s-a produs în 1943, epicentrul său

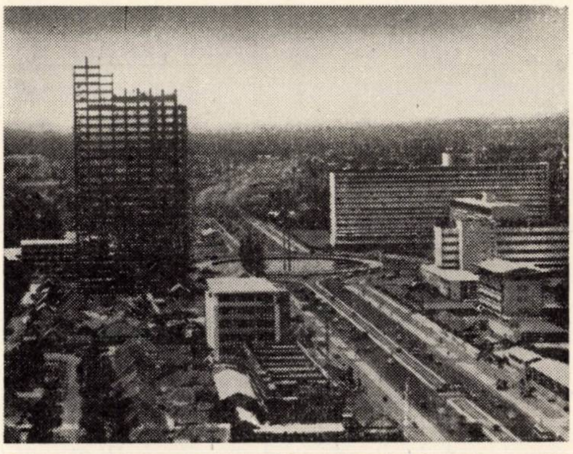


Fig. 10 – Clădirea Wisma-Nusantara în timpul execuţiei

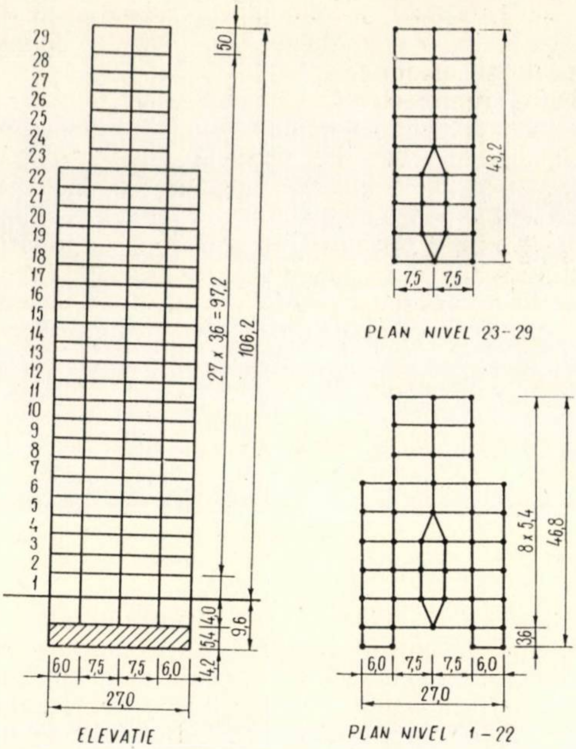


Fig. 11 – Schema structurii metalice a clădirii

fiind situat la circa 150 km depărtare de oraş, iar magnitudinea depăşind valoarea 7.

Forajele geotehnice efectuate au evidenţiat un strat superficial de aluviuni sub care se află o succesiune de straturi de tuf vulcanic al căror grad de compactare creşte odată cu adîncimea.

Înregistrarea şi analizarea agitaţiei microseismice au dus la concluzia că stratul „de fundament" poate fi considerat situat la adîncimea de 12 m, iar perioada predominantă apare în jurul valorii de 0,1 s.

Evaluarea acceleraţiei seismice a fost făcută cu ajutorul formulelor empirice stabilite de prof. K. Kanai de la Institutul de cercetări seismice (E.R.I.) al Universităţii din Tokio.

Mărimea acceleraţiei seismice în stratul de fundament (a_0) este dată de relaţia :

$$a_0 = \frac{1}{T} \cdot 10^{(0,61\, M \,-\, 1,73 \log \Delta \,+\, 0,13)} \ \mathrm{cm/s^2}$$

în care :

T este perioada undelor seismice (s) ;

M — magnitudinea cutremurului (după Gutenberg-Richter) ;

Δ — distanţa epicentrală (km).

Coeficientul de majorare a acceleraţiei la suprafaţa terenului (γ) se calculează cu formula :

$$\gamma = 1 + \frac{1}{\sqrt{\left\{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}\left[1-\left(\frac{T}{T_0}\right)^2\right]\right\}^2 + \left\{\frac{0,3}{\sqrt{T_0}} \cdot \frac{T}{T_0}\right\}^2}}$$

în care :

T_0 este perioada predominantă a stratului superficial ;

$\alpha = \rho_1 \cdot V_1 / \rho_2 \cdot V_2$;

ρ_1, ρ_2 — densitatea stratului superficial, respectiv a celui de fundament ;

V_1, V_2 — viteza undelor seismice în stratul superficial, respectiv în cel de fundament.

Valoarea maximă a lui γ se obţine în cazul în care perioada undelor seismice T coincide cu perioada predominantă a stratului superficial T_0, ceea ce înseamnă :

$$\gamma_{max} = 1 + 3,33 \sqrt{T_0}.$$

Pentru condiţiile clădirii Wisma-Nusantara s-au introdus următoarele valori :

$$M = 7,5 ;$$
$$\Delta = 150 \ \mathrm{km} ;$$
$$T = T_0 = 0,1 \ \mathrm{s} ;$$

obţinîndu-se :

$a_0 = \frac{9}{T} = 90$ cm/s^2 (în stratul de fundament, la adîncimea de 12 m de la faţa terenului) ;

$\gamma_{max} = 2,05$;

$a = \gamma_{max} \cdot a_0 = 185$ cm/s^2 (la suprafaţa terenului).

Prin interpolare, acceleraţia seismică la nivelul fundaţiei a rezultat de circa 110 cm/s^2.

Calculul preliminar s-a efectuat considerînd coeficientul forţei tăietoare la baza structurii $c_B = 0,037$, iar variaţia pe înălţime conform figurii 12. Cu forţele tăietoare de nivel astfel determinate s-au calculat eforturile în structură şi s-au dimensionat riglele şi stîlpii cadrelor.

Analiza răspunsului la acţiunea seismică a fost efectuată cu ajutorul unui calculator electronic cifric tip HIPAC 101, pornind de la următoarele date :

— valorile calculate ale maselor şi rigidităţilor de nivel;

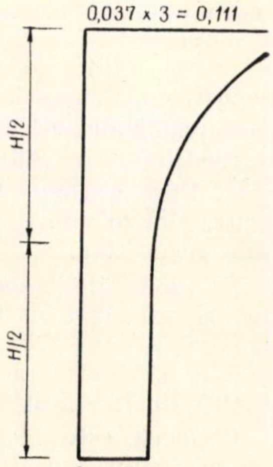


Fig. 12 – Variaţia coeficientului forţei tăietoare pe înălţimea structurii, adoptată pentru proiectul preliminar

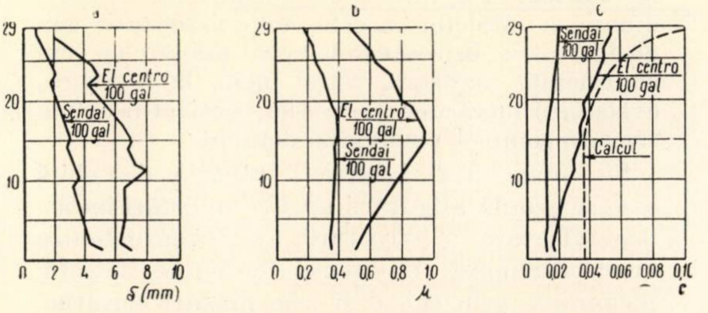


Fig. 13 – Variația mărimii deplasării relative de nivel, a factorului de ductilitate și a coeficientului forței tăietoare în proiectul preliminar

— valoarea factorului de amortizare, egală cu 5% din cea critică;

— caracteristicile diagramei forță-deformație, considerată de tip biliniar. Forța tăietoare „de curgere'' la fiecare nivel a fost luată egală cu valoarea obținută în calculul static preliminar, iar rigiditatea de nivel în domeniul plastic a fost considerată ca scăzînd la 1/10 din valoarea corespunzătoare în domeniul elastic;

— tipul accelerogramelor și mărimea accelerației seismice. Au fost utilizate accelerogramele înregistrate pentru cutremurele din El Centro (1940, componenta N—S), Tokio 101 (1956, componenta N—S), Sendai 501 (1962, componenta N—S) și Osaka 205 (1963, componenta E—V). Intensitatea de calcul a accelerației seismice la nivelul fundației a fost luată egală cu 0,10 *g*, în final efectuîndu-se și o verificare pentru 0,15 *g* (*g* = accelerația gravitației).

Rezultatele calculului dinamic direct au pus în evidență următoarele aspecte principale:

— structura a prezentat cel mai puternic răspuns la acțiunea cutremurului din El Centro, urmat de cel din Sendai;

— deformațiile tuturor nivelurilor au rămas în domeniul elastic (factorul de ductilitate subunitar), înregistrîndu-se valori relativ mici și neobservîndu-se efectul „loviturii de bici'' la partea superioară a structurii (fig. 13 *a*);

— variația pe înălțime a factorului de ductilitate (raportul dintre deformația maximă a nivelului înregistrată în timpul cutremurului și deformația corespunzătoare intrării nivelului respectiv în domeniul plastic) a apărut destul de neregulată, prezentînd un „vîrf'' pronunțat la nivelurile mijlocii (fig. 13 *b*);

— coeficientul forței tăietoare a avut valori sensibil mai mici decît cele utilizate în calculul static preliminar, îndeosebi la nivelurile superioare (fig. 13 *c*).

În vederea îmbunătățirii parametrilor răspunsului dinamic al structurii s-au operat următoarele modificări asupra proiectului preliminar.

— variația coeficientului forței tăietoare s-a adoptat conform figurii 14;

— s-a prevăzut utilizarea unui oțel superior (SS 50, $\sigma_{c\ min} = 3\,000$ kgf/cm^2) la stîlpii primelor șapte niveluri inferioare, pentru a se evita grosimi exagerat de mari ale platbandelor, care ar fi provocat dificultăți deosebite la confecționare și asamblare.

După reproiectarea elementelor structurii și recalcularea caracteristicilor dinamice ale acesteia, s-a efectuat din nou calculul dinamic direct pentru valori ale accelerației seismice egale cu 0,10 și 0,15 *g*.

Rezultatele obținute au arătat o îmbunătățire sensibilă a răspunsului structurii, în sensul unei variații mai uniforme pe înălțime a deplasărilor relative de nivel și a factorului de ductilitate (fig. 15 *a* și *b*). Variația bruscă a valorii deplasării relative la nivelul 23 se datorește micșorării rigidității structurii ca urmare a „retragerii'' clădirii de la acest nivel în sus.

Chiar la o accelerație seismică egală cu 0,15 *g* structura rămîne în întregime în domeniul elastic, factorul de ductilitate atingînd însă, la nivelurile mijlocii, valori foarte apropiate de unitate.

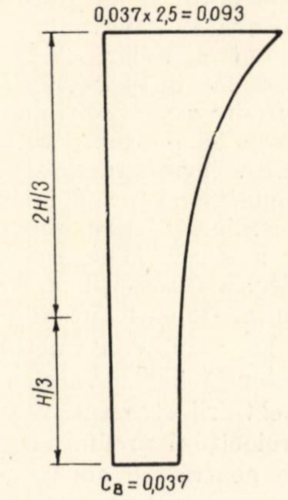


Fig. 14 – Variația coeficientului forței tăietoare pe înălțimea structurii, adoptată pentru proiectul definitiv

Variația coeficientului forței tăietoare se apropie suficient de mult de cea adoptată în proiectul definitiv (fig. 15 *c*).

V. CONCLUZII

Examinarea aspectelor prezentate în cadrul acestui articol permite desprinderea unor concluzii cu caracter general asupra modului în care se efectuează în prezent proiectarea anti-

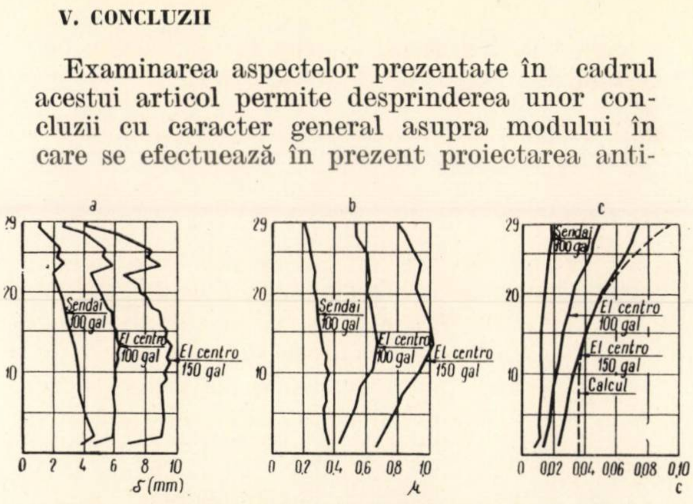


Fig. 15 – Variația mărimii deplasării relative de nivel, a factorului de ductilitate și a coeficientului forței tăietoare în proiectul definitiv

seismică a clădirilor înalte multietajate în Japonia.

În condițiile trecerii la structurile moderne de clădiri, caracterizate — între altele — prin creșterea deschiderilor, dar mai ales a înălțimii, prin utilizarea unor materiale cu proprietăți mecanice superioare, prin tendința continuă de economisire a materialului, atît în structură, cît și în elementele nestructurale, aplicarea în continuare a unor prescripții de proiectare bazate în general pe considerații de natură empirică s-a dovedit total nerațională și inacceptabilă, atît sub aspect teoretic, cît și practic. Pornind de la rezultatele cercetărilor moderne efectuate atît în Japonia, cît și în alte țări și luînd în considerare particularitățile din punct de vedere seismic ale țării lor, specialiștii japonezi și-au formulat o concepție nouă de proiectare și au stabilit metodologia de calcul adecvată. Frecvența și intensitatea deosebită a cutremurelor din această parte a lumii a dus la introducerea în practica proiectării curente a analizei dinamice directe pentru obținerea răspunsului structurilor la acțiunea seismică. Avînd în vedere caracterul deosebit de complex al problemelor legate de fenomenele seismice, pentru analiza răspunsului dinamic se apelează la serviciile calculatoarelor electronice, a căror utilizare cunoaște în ultimii ani o amploare cu totul deosebită.

În cazul construcțiilor care ies din comun datorită importanței, dimensiunilor, sarcinilor, alcătuirii structurii etc., paralel cu întocmirea proiectului preliminar și în strînsă dependență de acasta se efectuează încercări pe modele la scară redusă și la scară naturală, urmărind confirmarea anumitor ipoteze și valori aplicate în calcule. Împreună cu rezultatele analizei dinamice directe, aceste experimentări dau posibilitatea introducerii eventualelor corecții considerate necesare, astfel încît, la începerea executării lucrărilor pe șantier, proiectul definitiv este complet rezolvat și detaliat.

Se cuvine a fi subliniată atenția deosebită care se acordă asigurării unei comportări inelastice adecvate a structurii, în eventualitatea unor cutremure cu intensitate foarte ridicată. Asigurarea prin calcul și prin măsuri constructive a ductilității necesare și — pe această cale — a capacității de absorbție a energiei introduse de cutremur reprezintă una din condițiile esențiale în proiectarea construcțiilor moderne în Japonia.

Bibliografie

[1] x x x: *Earthquake Resistant Regulations. A World List.* International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, 1966.

[2] Naka T., Hisada T. : *Proposals of the Principal Items for Consideration in Structural Design of Tall Buildings,* Proc. Symposium on the High-Rise and Long-Span Structures. Tokyo, 1964.

[3] Muto K., Ota T., Kaneko I., Koh T., Takase H. : *Studies on Seismic Analysis of Kasumigaseki Building,* Proc. Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, 1966.

[4] Muto K. : *Construction of Kasumigaseki Building,* Muto Institute of Structural Machanics and Kajima Construction Co. Ltd, Tokyo, 1966.

[5] Takeyama K., Ota T., Nagata Y., Atsumi K. : *Anti-Seismic Design of a High-Rise Building in Djakarta.* Proc. 3–rd W.C.E.E., Wellington, 1965.

UTILIZAREA EXPERIMENTALĂ A OȚELULUI DUBLU (BI-STAHL) LA CONSTRUIREA UNUI SILOZ DE CEREALE

Ing. **A. Ștefănescu-Goangă**
Laboratorul Trustului 5 de Construcții și Montaje – Brașov

I. INTRODUCERE

În scopul de a se obține o economicitate cît mai mare a construcțiilor de beton armat s-a căutat, atît la noi în țară, cît și în străinătate, să se producă oțeluri de armături cu rezistențe cît mai mari. Astfel sînt oțelurile PC 52, PC 60 și PC 90 laminate la cald, întrebuințate pe scară largă, atît la noi (în special PC 52), cît și în străinătate. O altă idee în această privință a fost întrebuințarea armăturilor de oțel tras la rece, care duc la rezistențe chiar mai mari decît ale oțelurilor menționate mai sus. Oțelul tras la rece are însă dezavantajul că, avînd o suprafață foarte netedă, aderența sa la beton, care este condiția esențială pentru realizarea betonului armat obișnuit, este practic nulă.

II. OȚELUL DUBLU

În Austria s-a căutat să se rezolve acest deziderat prin producerea oțelului dublu (Bistahl). Acesta este fabricat din oțel St 50 laminat la cald, care, ca urmare a tragerii la rece, își mărește rezistența pînă peste 8 000 kgf/cm^2; limita de curgere (care nu apare, dar pentru care se ia convențional valoarea corespunzătoare unei alungiri remanente de 0,2%) este de 6 800 kgf/cm^2. Ca formă, el este alcătuit din două bare de oțel tras la rece legate între ele prin scărițe trase de asemenea la rece din oțel laminat St 00 (fig. 1).

Scărițele au secțiune dreptunghiulară, care a fost găsită cea mai potrivită în urma încercărilor făcute. Distanța dintre axele lor este de 95 mm pentru toate diametrele. Ele asigură ancorarea armăturii în beton. La grinzile de probă armate cu oțel dublu nu s-au constatat la capetele barelor lunecări între oțel și beton, astfel că nu mai este necesar să se facă ciocuri. Din același motiv, oțelul dublu poate prelua eforturi în orice parte a zonei tensionate, chiar în partea fisurată. Astfel, o dată cu o rezistență foarte ridicată, oțelul dublu realizează și o ancorare sigură în beton.

După cum se știe, calculul la încovoiere al betonului armat se face în ipoteza că zona întinsă este fisurată. Ceea ce este important este deschiderea fisurilor, care este limitată: pentru ca să nu se producă acțiuni dăunătoare asupra armăturilor, această deschidere nu trebuie să fie mai mare de 0,3 mm. La armarea cu oțeluri obișnuite se produc fisuri mai rare, dar cu deschidere mare; la armarea cu oțel dublu, numărul fisurilor este mai mare, dar în schimb deschiderea lor este mai mică. După datele cuprinse în prospectele firmei furnizoare, la o solicitare de 4 000 kgf/cm^2 în oțel (rezistența admisibilă), deschiderea fisurilor are o valoare maximă de 0,15–0,20 mm, distanța între ele fiind practic constantă de-a lungul elementului. Înainte de rupere (la o solicitare a armăturii de cca 9 000 kgf/cm^2), fisurile maxime capătă valori de 0,75–0,90 mm. La încercările făcute la noi în țară de INCERC s-au constatat însă valori mai mari ale fisurilor.

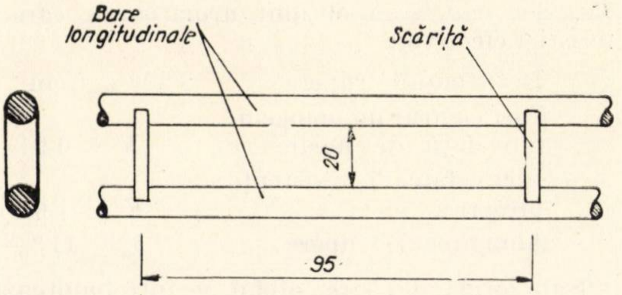


Fig. 1 – Oțelul dublu

III. CARACTERISTICI ȘI FORME CONSTRUCTIVE

Oțelul dublu descris mai sus se livrează sub mai multe forme în raport cu utilizarea care i se dă.

Bare

Barele de oțel dublu au forma arătată în figura 1 și dimensiunile comerciale înscrise în tabela 1.

Tabela 1

Caracteristicile oțelului dublu

Denumirea caracteristicii	Tipul de oțel dublu									
	bi 31	bi 36	bi 40	bi 48	bi 56	bi 69	bi 80	bi 89	bi 98	bi 113
Secțiunea, cm^2	0,15	0,20	0,25	0,36	0,50	0,75	1,00	1,75	1,50	2,00
Greutatea, kg	0,13	0,17	0,22	0,31	0,42	0,63	0,84	1,04	1,26	1,69
Forța port.	0,60	0,80	1,00	1,45	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	8,00
Diametrul colacului	1,8	1,8	1,8	1,8	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
Lungimea colacului	310	295	225	240	240	160	125	95	80	80
Greutatea colacului	40	50	70	75	100	100	100	100	100	135
Lățimea	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	3,5	3,7	3,9	4,1	4,1

Diametrul maxim fiind 11,3 mm, toate dimensiunile se livrează în colaci a căror greutate, diametru și lungime totală sînt date în tabela 1. Forța portantă este calculată pe baza rezistenței admisibile de 4 000 kgf/cm^2.

În urma încercărilor făcute în laboratorul Trustului 5 construcții asupra unui număr de 50 de epruvete de oțel dublu cu care s-a făcut armarea orizontală a silozului de cereale din Tg. Secuiesc, s-au obținut următoarele caracteristici efective :

— Rezistența la rupere	8 900 kgf/cm^2
— Coeficientul de omogenitate față de medie	$K = 0{,}91$
— Idem, față de rezistența prescrisă	$K = 1{,}01$
— Alungirea la rupere	$\delta_5 = 11\%$

Sub formă de bare, oțelul se întrebuințează la plăci drepte și curbe, pereți pentru silozuri, rezervoare, precum și la nervuri și grinzi, atît la armăturile longitudinale, cît și la etrieri, mai ales atunci cînd pentru simplificarea armării se suprimă armăturile ridicate la 45° și se înlocuiesc cu etrieri, lucru care se face acum în mod curent în Austria, la elementele încovoiate armate cu oțel dublu.

Plase

Pentru armarea plăcilor de planșee se confecționează în fabrică plase compuse din cîte șase bare de oțel dublu solidarizate între ele prin bare transversale simple așezate la 25 cm între ele (fig. 2). Barele transversale sînt prinse de cele longitudinale prin sudură electrică, iar secțiunea lor este 1/5 din secțiunea celor șase bare longitudinale.

Plasele se livrează în suluri din care se taie lungimile prevăzute de proiect, în depozitele pe care firma producătoare le are în fiecare centru important de consum și care sînt dotate cu instalațiile necesare. Lățimea plaselor este de 1,075 m pentru toate diametrele. Plasele tăiate la lungimea din proiect se montează pe cofrajul plăcilor, petrecîndu-se lateral cu cîte 7,5 cm. Aceasta înseamnă că armătura pe 1 m lungime de placă se montează dintr-o dată.

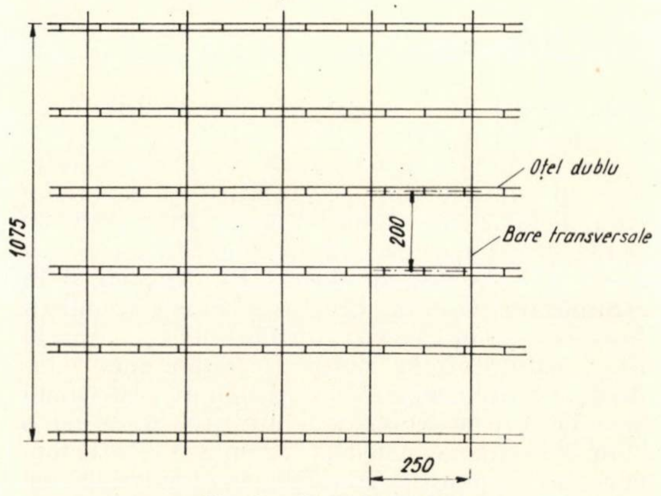


Fig. 2 — Plase de oțel dublu

Nemaifiind vorba de nici o prelucrare, această operație poate fi făcută de muncitori necalificați. După datele culese de pe șantierele pe care le-am vizitat, în 8 ore se montează în acest fel armătura pentru o suprafață de placă de 500—600 m^2. În sistemul tradițional — montarea bară cu bară — este nevoie de 5—6 zile pentru aceeași suprafață de placă și de lucrători calificați.

Elemente de armătură spațială

Aceste elemente sînt asemănătoare panelor de oțel-beton care se fac la noi pentru susținerea învelitorilor ușoare. Ele se compun din două bare de oțel dublu la partea inferioară și o bară de oțel obișnuit la partea superioară, solidarizate între ele prin diagonale duble de oțel obișnuit (fig. 3).

Acest fel de armătură se fabrică cu înălțimi de 13, 18 și 24 cm și lungimea obișnuită de 13 m (sau altă lungime, la comandă). Ele se livrează fabricilor care le îmbracă talpa într-un strat de beton. Rezultă astfel grinzi semifabricate, cu ajutorul cărora se realizează planșee cu corpuri de umplutură ceramice sau de beton ușor (fig. 4) asemănătoare cu planșeele TCB care se executau într-un timp la noi, dar mai avantajoase, deoarece elementele care se trans-

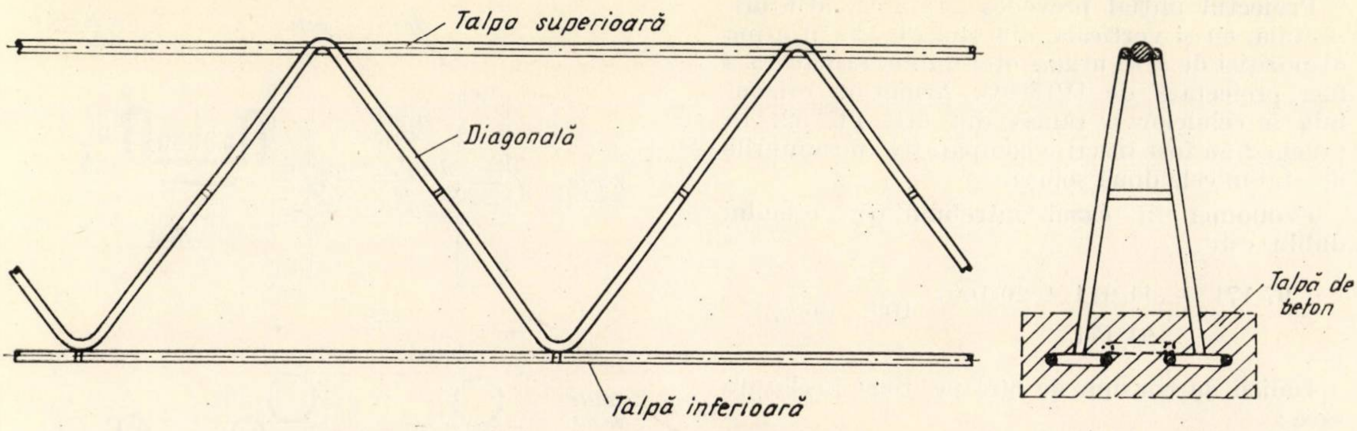


Fig. 3 — Elemente de armătură spaţiale

portă sînt mai uşoare. În Austria, aceste grinzi se utilizează în special la construcţiile de locuinţe individuale şi după informaţiile primite se cer în acest scop cantităţi de ordinul zecilor de mii de metri liniari anual. Ele se mai întrebuinţează şi pentru susţinerea acoperişurilor uşoare de tablă, stufit, plăci fibrolemnoase sau altele asemănătoare.

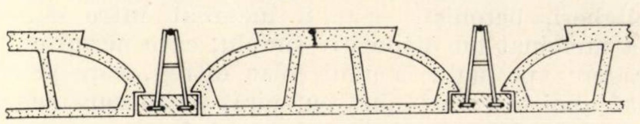


Fig. 4 — Alcătuirea unui planşeu din grinzi cu armături spaţiale

IV. FABRICAREA OŢELULUI DUBLU

Fabricarea oţelului dublu cuprinde următoarele faze :

— tragerea la rece, operaţie prin care oţelul laminat la cald este trecut printr-o maşină de calibrat care îi reduce diametrul şi prin aceasta îi conferă calităţi superioare. Prin tragere, diametrul se reduce cu 40—70% şi secţiunea cu 100—200%; operaţia se face în 2—4 etape în care se produc reduceri succesive;

— confecţionarea oţelului dublu, care se face într-o instalaţie în care cele două bare paralele sînt solidarizate cu ajutorul sudurii electrice, automate, prin scăriţe;

— fabricarea plaselor, care se face de asemenea la maşini automate în care barele transversale sînt tăiate la lungime şi sudate electric de cele longitudinale;

— fabricarea elementelor de armătură spaţiale, care se face în instalaţii automate care execută îndoirea barelor pentru diagonale, sudarea lor electrică de barele longitudinale şi tăierea la lungimea comandată.

Avantajele oţelului dublu sînt următoarele :

— la bare, rezistenţa mai mare decît a tipurilor de oţel curente, ceea ce are ca urmare micşorarea secţiunilor, comportare bună la fisurare, eliminarea ciocurilor, economie de transport, fasonare şi montare;

— la plase, economie de manoperă la montare, transport şi manipulare uşoară;

— la elementele spaţiale, greutate redusă, montare uşoară, rigiditate transversală bună.

Dezavantajul acestui material constă în faptul că nu este universal, ca celelalte feluri de armături, deoarece nu se poate întrebuinţa decît la elementele întinse şi încovoiate. Un alt dezavantaj este preţul, care este mai mare decît al oţelurilor întrebuinţate la noi.

V. EXPERIMENTAREA ÎN ROMÂNIA A UTILIZĂRII ÎN CONSTRUCŢIE A OŢELULUI DUBLU

Pentru experimentarea utilizării oţelului dublu în scopul verificării eficienţei şi economicităţii lui, Trustul 5 construcţii a primit 50 tone de oţel dublu bi—56, bi—69 şi bi—80. S-a hotărît ca experimentarea să se facă la silozul de cereale de la Tg. Secuiesc. Din punctul de vedere al rezistenţei, utilizarea la silozuri a oţelului dublu apare avantajoasă, deoarece, pe de o parte, el conferă betonului o comportare favorabilă la fisurare, iar pe de altă parte, diametrele fiind mai mici şi rezistenţa mai mare, el ocupă în pereţii subţiri un spaţiu mai mic decît oţelul PC, ceea ce permite o mai bună compactare a betonului. Un alt element foarte favorabil la silozuri este elasticitatea acestui oţel, fapt care permite montarea lui în cofraj direct din colaci, pe lungimi de cîte 100 m, fără a mai fi nevoie să fie tăiat.

Elementele caracteristice ale silozului executat cu oţel dublu sînt următoarele :

— opt celule aşezate pe două şiruri de cîte patru celule, cu diametrul interior de 6,5 m, cu interax de 7,5 m unite pe direcţia centrelor cu pereţi drepţi, formînd astfel şi trei steluţe;

— înălţimea liberă în interior a celulelor $h = 22{,}77$ m;

— grosimea pereţilor celulelor $d = 18$ cm;

— capacitatea totală de depozitare = 6 600 t.

Proiectul inițial prevedea armarea, atît orizontală, cît și verticală, din oțel PC 52. În urma dispoziției de a se utiliza oțel dublu, armătura a fost proiectată de IPIMPC. Armătura orizontală a celulelor a rămas din oțel PC 52. În tabela 2 au fost înscrise comparativ consumurile de oțel în cele două soluții.

Economia în cazul întrebuințării oțelului dublu este

$$\frac{97\,171 - (41\,914 + 20\,100)}{91\,171}\,100 = 36\%$$

Indicii de consum de oțel pe tona însilozată este :

— în soluția cu oțel dublu — 9,40 kg/tona însilozată

— în soluția cu oțel PC 52 — 14,80 kg/tona însilozată.

Manopera de montare

Față de oțelul obișnuit, pentru oțelul dublu este nevoie, în special la celulele de silozuri, de o manoperă mult mai ușoară. Aceasta se datorește următoarelor :

— la aceleași diametre, forța portantă a oțelului dublu este mai mare decît a oțelurilor obișnuite ;

— unei anumite secțiuni de oțel obișnuit îi corespund două secțiuni jumătate, la oțelul dublu ;

— elasticitatea sa permite întinderea direct din colac pe amplasament, fără să mai fie nevoie de tăieri. Apare o singură joantare la 100 m lungime.

La executarea silozului de la Tg. Secuiesc am profitat de aceste avantaje, care au dus, după cum se va vedea, la o importantă economie de manoperă. Pe podina interioară superioară a fiecărei celule a fost așezată cîte o vîrtelniță pentru desfășurarea oțelului din colaci, confecționată din oțel-beton pentru a fi mai ușoară și mai ușor de manevrat (fig. 5).

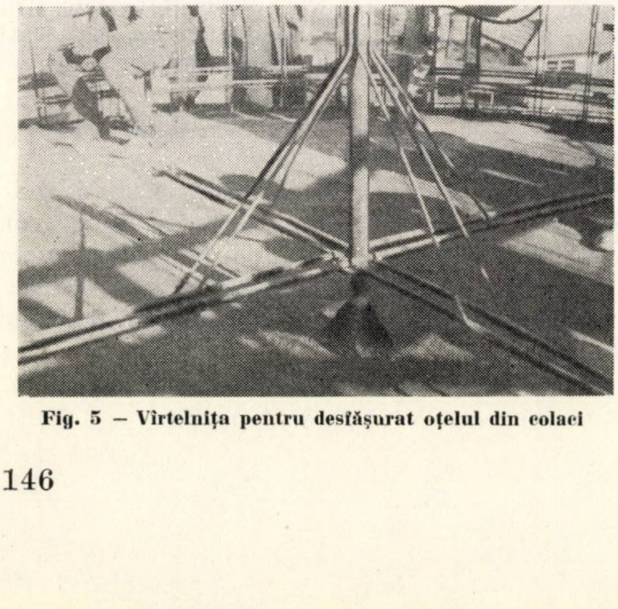


Fig. 5 — Vîrtelnița pentru desfășurat oțelul din colaci

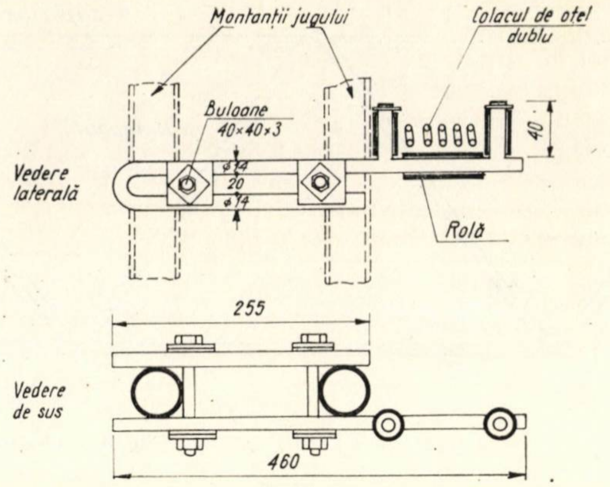


Fig. 6 — Dispozitiv pentru montarea armăturii orizontale de oțel dublu

Deoarece întinderea directă din colaci, care este unul din marile avantaje ale acestui material, este mai greu de făcut concomitent cu turnarea betonului și diferiții lucrători (fierari, dulgheri, betoniști) s-ar fi încurcat între ei, s-a imaginat un dispozitiv simplu, care permite tragerea pe juguri a unui colac întreg, care se lasă apoi în cofraj spiră cu spiră, pe măsură ce se ridică. Dispozitivul este arătat în figura 6. De fiecare jug se prind cu șuruburi două astfel de dispozitive, unul pentru armătura interioară și altul pentru armătura exterioară. Pe aceste dispozitive se trage cîte un colac, care în cazul de față a cuprins cinci spire. Tragerea se face foarte ușor, deoarece oțelul se mișcă pe dispozitiv fără să se frece. De aici se lasă pe rînd cîte o spiră în cofraj și se leagă cu sîrmă de barele verticale. Apoi se trage o nouă rolă și așa mai departe. Se vede că manopera este mult mai simplă decît în cazul armăturilor obișnuite, care în cazul de față ar fi necesitat cîte trei joantări la fiecare spiră și un efort mult mai mare din partea muncitorilor. Protecția acestora contra accidentelor provocate de căderea vreunei bare la coborîrea de pe suport (posibilă la armăturile obișnuite) dispare aici cu totul, deoarece dispozitivele arătate sînt fixate la 30—40 cm deasupra podinei de lucru (fig. 7).

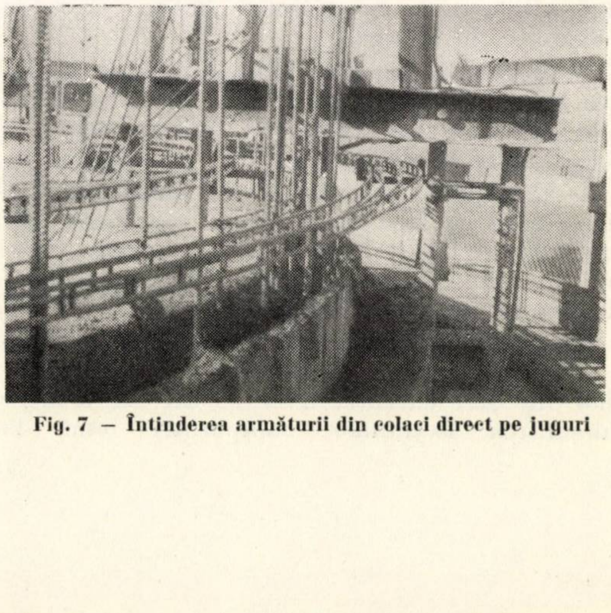


Fig. 7 — Întinderea armăturii din colaci direct pe juguri

Menționăm că această metodă de lucru este cu totul originală. În călătoria de documentare făcută în Austria, am vizitat șantierul unui siloz în lucru la care nu se întrebuința nici un fel de dispozitiv, armăturile de oțel dublu fiind tăiate și montate din trei bucăți, așa cum se face la noi cu oțelul obișnuit.

Din avantajele prezentate de oțelul dublu a rezultat o importantă economie de manoperă, pe care am calculat-o mai jos (cantitățile de materiale sînt luate din tabela 2).

Tabela 2

Comparația consumurilor de oțel-beton

Felul armării	Soluția cu oțel dublu		Soluția cu oțel PC (kg)
	oțel dublu (kg)	oțel PC 52 (kg)	
Armare curentă orizontală	26 461	—	56 467
Armare suplimentară orizontală	15 453	—	20 604
Armare verticală	—	19 950	19 950
Agrafe	—	150	150
TOTAL =	41 914	20 100	97 171

a) Manopera de montare în soluția tradițională (conform normelor de timp și prețuri unitare pe republică cap. 23).

— armarea orizontală Ø 14 mm $(56467 + 20604)$ kg $\times 3{,}40$ ora/100 kg $= 2610$ ore

— armarea verticală $(19950 + 150)$ kg $\times 2{,}95$ ora/100 kg $= 593$ ore

Total pentru echipa de doi fierari 3 203 ore.

b) Manopera de montare în soluția cu armături orizontale de oțel dublu (timp de lucru efectiv):

14 zile × 3 schimburi × 8 ore (echipa de 2 fierari) = 336 ore

Pentru 8 echipe (una pe celulă) $8 \times 336 = 2688$ ore

Rezultă o economie de manoperă $= \frac{3203 - 2688}{3203} \times 100 = 16\%$ față de soluția tradițională.

VI. CONCLUZII

Prin utilizarea oțelului dublu la armarea celulelor de silozuri s-a realizat:

— o economie la oțel de 36%;

— o economie la manoperă de 16%;

— micșorarea efortului fizic al muncitorilor și o mai bună protecție contra accidentelor.

Din cele expuse rezultă că întrebuințarea oțelului dublu dă avantaje destul de importante la execuția construcțiilor de genul silozurilor și atunci cînd se întrebuințează ca înlocuitor pentru oțelul PC 52. O concluzie asupra oportunității folosirii pe scară mai largă a acestui tip de oțel se va putea trage numai în urma unor studii și aplicații prin care se va putea constata dacă aceste avantaje se mențin cînd este vorba de construcții obișnuite (planșee, cadre) și de oțeluri autohtone mai eficiente decît oțelul PC 52.

PROCEDEU COMBINAT DE TRATARE ELECTROTERMICĂ A BETONULUI ÎNAINTE ŞI DUPĂ TURNARE

Ing. **Ariadna Boghian**
Institutul Politehnic Iaşi

Betonul fiind un material cu întărire lentă, metodele de accelerare a întăririi sînt importante pentru situarea acestui material la nivelul materialelor moderne de construcţie.

Tratamentul electrotermic se impune ca o metodă de perspectivă de accelerare a întăririi betonului, în multe ţări fiind deja folosit în acest scop.

Unul din procedeele de încălzire cu ajutorul curentului electric se bazează pe folosirea rezistivităţii electrice a betonului. Anume, intercalînd un volum de beton proaspăt într-un circuit electric, betonul, datorită rezistenţei pe care o opune la trecerea curentului electric, se încălzeşte (fig. 1). Încălzirea betonului rezultă ca urmare a circulaţiei cu mare viteză a ionilor din cimentul dizolvat în apă ; în timpul circulaţiei, aceştia se freacă şi se ciocnesc între ei şi astfel, în masa betonului proaspăt, energia electrică se transformă în căldură.

Viteza de încălzire este determinată de viteza de circulaţie a ionilor şi este direct proporţională cu pătratul tensiunii curentului electric şi invers proporţională cu rezistivitatea electrică a betonului.

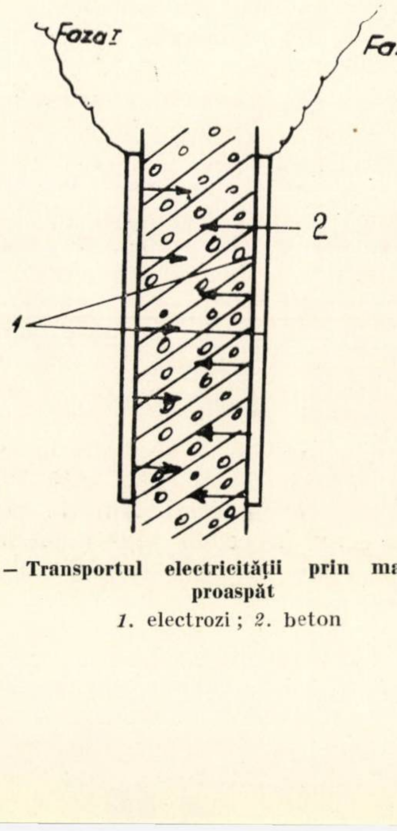


Fig. 1 – Transportul electricităţii prin masa betonului proaspăt

1. electrozi ; *2.* beton

Practic, în cazul aceleiaşi compoziţii a betonului, viteza de încălzire creşte la mărirea tensiunii curentului electric, descrescînd la mărirea distanţei dintre electrozi.

Variaţia dirijată a tensiunii curentului electric ne dă posibilitatea să reglăm încălzirea în limite largi şi să programăm procesul de încălzire în diferite situaţii tehnologice de execuţie.

Curentul electric de diferite tensiuni se obţine prin intermediul transformatorilor, folosindu-se, în general, tensiuni scăzute nepericuloase de 24–65 V. În mod curent, aceste tensiuni asigură o încălzire lentă corespunzătoare unui tratament termic după turnare. Tensiunile mai mari, de 220–380 V, ale curentului electric luat direct de la reţeaua de joasă tensiune, produc încălziri de mare viteză, necorespunzătoare tratamentului termic făcut ulterior turnării betonului, dar indicate pentru procedeul

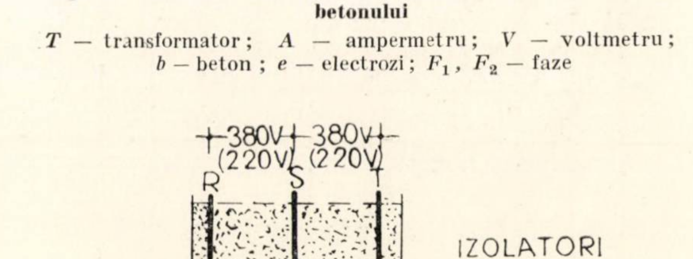


Fig. 2 – Schema electrică de încălzire electrotermică a betonului

T — transformator ; *A* — ampermetru ; *V* — voltmetru ; *b* — beton ; *e* — electrozi ; F_1, F_2 — faze

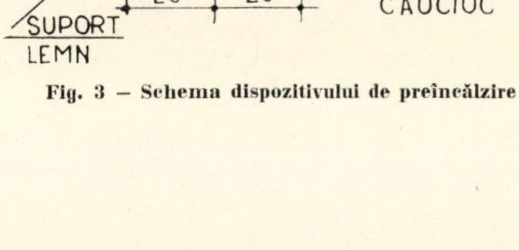


Fig. 3 – Schema dispozitivului de preîncălzire

de preîncălzire a betonului proaspăt înainte de turnare.

Pentru urmărirea vitezei de încălzire a betonului în funcție de tensiunea curentului electric și de distanța dintre electrozi s-au efectuat o serie de cercetări în condiții de laborator, folosind pentru tensiuni joase instalația din figura 2, iar pentru cele ridicate, instalația din figura 3. Betonul a fost turnat în tipare de lemn, iar pentru electrozi s-au folosit plăci de tablă galvanizată cu dimensiunile laturii tiparului. În cadrul cercetărilor s-a urmărit confecționarea unui beton de aceeași compoziție, variabile fiind numai tensiunea curentului electric și distanța dintre electrozi. S-au urmărit și înregistrat tensiunea și intensitatea curentului folosit, intercalînd în circuit cîte un voltmetru și un ampermetru, precum și variația temperaturii betonului în timp, introducînd în masa acestuia termometre cu bimetal.

Rezultatele experimentale sînt prezentate în figura 4. Ele confirmă legea general valabilă potrivit căreia tensiunile mai mari duc la viteze de încălzire și mai mari, iar distanțele mărite între electrozi duc la micșorarea vitezei de încălzire. Se observă că aceeași viteză de încălzire de 10°C/h se poate obține cu diferite tensiuni ale curentului electric, la distanțe corespunzătoare ale electrozilor. Astfel, la o tensiune de 24 V, viteza de 10°C/h se obține cînd distanța între electrozi este de circa 7 cm, la tensiunea de 36 V, cînd distanța este de circa 14 cm, la tensiunea de 48 V, cînd distanța este de 20 cm, iar la tensiunea de 65 V, cînd distanța este de circa 24 cm. Din valorile de intensitate înregistrate a rezultat puterea electrică necesară încălzirii unui volum de 1 m³ beton în toate variantele cercetate. Aceste valori sînt cuprinse în tabelul din figura 4. Valorile rezultate confirmă de asemenea că, în cazul unei compoziții constante a betonului, creșterea tensiunii duce la creșterea proporțională a intensității și, prin urmare, la creșterea corespunzătoare a puterii necesare. Bineînțeles, energia electrică consumată pentru mărirea temperaturii între aceleași limite, a unei cantități de beton cu compoziție constantă, la aceeași temperatură exterioară, este aceeași în toate cazurile și a rezultat de circa 35 kWh/m³ pentru încălzirea de la + 15 la + 65 °C, cînd temperatura exterioară este de + 15 °C.

Valoarea practică a acestor rezultate este că pentru oricare caz concret de alcătuire constructivă a elementului de beton de încălzit putem alege tensiunea corespunzătoare unei viteze de încălzire dinainte stabilită. Ținînd seamă de regula că vitezele de încălzire mai mari de 10°C/h trebuie evitate pentru că produc modificări în structura betonului, rezultă domeniul practic de folosire a diferitelor valori de tensiune debitate de transformatori. Temperatura exterioară, de regulă mai scăzută în cazul aplicațiilor practice decît aceea de + 15 ° C din perioada experimentărilor, precum și modul de izolare termică a betonului turnat duc, desigur, la corectarea corespunzătoare a datelor prezentate. Anume, în cazul temperaturilor exterioare scăzute din timpul iernii este necesară o apreciabilă putere a curentului electric pentru încălzirea mediului și pentru compensarea pierderilor de căldură datorite diferenței mari de temperatură dintre beton și mediu. Cu cît izolația termică, în aceste cazuri, va fi mai bună, cu atît energia electrică consumată va fi mai mică.

În figura 5 s-au reprezentat duratele de încălzire (de la + 15 °C la + 65 °C) în cazurile diferitelor distanțe dintre electrozi la diferite tensiuni ale curentului electric folosit. Diagramele rezultate demonstrează și mai evident influența hotărîtoare a tensiunii curentului. Astfel, în cazul aceleiași distanțe între electrozi, de 15 cm, o încălzire de 50 °C (de la + 15 ° la + 65 °C) se obține cu tensiunea de 380 V în mai puțin de 2 minute, pe cînd cu tensiunea de 65 V, în circa 2 ore, iar cu tensiunea de 24 V abia în 13 ore.

Datele din figura 5, referitoare la viteza de încălzire la tensiuni mari (220—380 V) permit să se întrevadă marele avantaj pe care-l poate oferi acest procedeu pentru preîncălzirea betonului. Anume, intercalînd în fluxul betonu-

Tensiunea curentului	V	24			36			48			65		
Distanța între electrozi	cm	5	10	15	5	10	15	10	15	20	15	20	25
Creșterea orară a temperaturii în beton *T. ext.* = + 15⁰	°C/h	12	7	4	27	17	8	28	15	10	25	17	9
Puterea necesară pt. 1 m³.	kW	8,3	4,9	2,8	18,6	11,7	5,6	19	10,4	7	17,4	11,7	6,3
Energia electrică consumată pentru o creștere a temperaturii de 50 °C	~ 35 kWh/m³ (la temperatura exterioară de + 15 °C)												

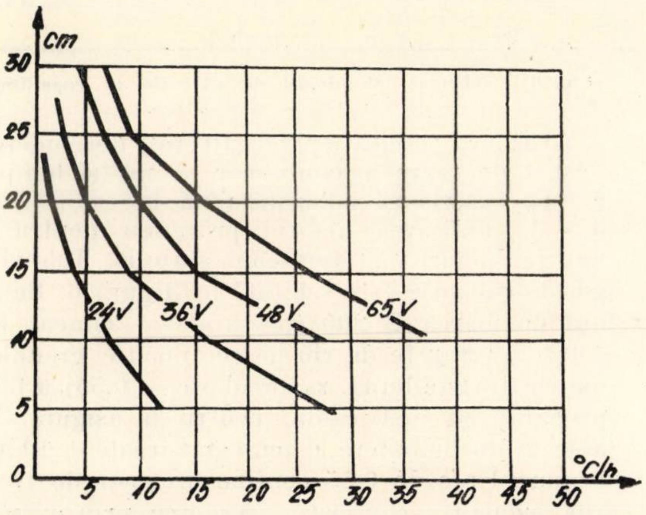


Fig. 4 – Creșterea orară a temperaturii în funcție de distanța dintre electrozi la diferite tensiuni ale curentului (la temperatura exterioară de +15°C)

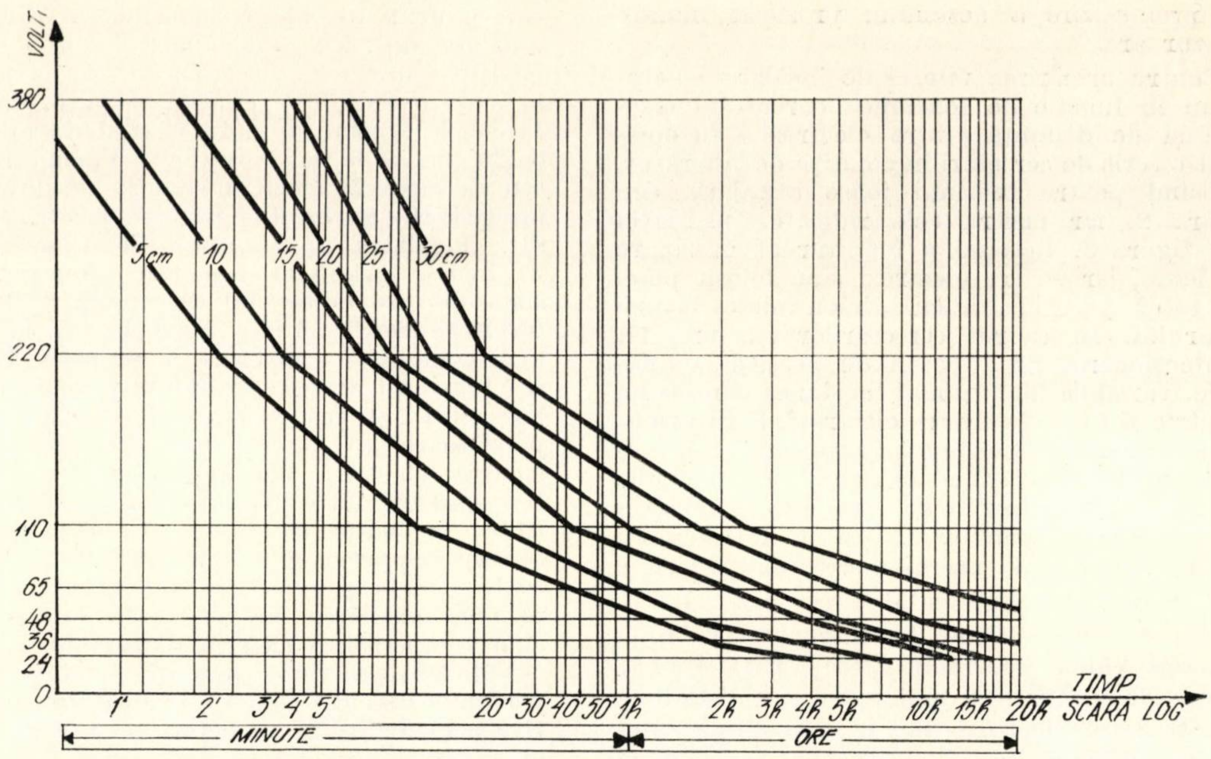


Fig. 5 – Variația duratei de încălzire (de la +15°C la +65°C) funcție de tensiunea curentului pentru diferite distanțe dintre electrozi

lui, de la confecționare spre turnare, un post de preîncălzire cu ajutorul curentului electric, se poate obține, într-un timp foarte scurt, o temperatură ridicată a masei de beton proaspăt, care, punîndu-se în operă cu o cantitate apreciabilă de căldură înmagazinată, cu măsuri corespunzătoare de conservare a acestei călduri, se va întări accelerat.

Prin calcule termotehnice se poate stabili — în funcție de temperatura exterioară, de grosimea elementelor turnate și de modul de izolare termică — regimul termic posibil de realizat, respectiv ritmul de răcire a betonului turnat în baza căruia rezultă rezistența realizabilă în beton la terminarea regimului termic. În mod curent, valoarea acesteia este suficientă numai pentru a asigura protecția împotriva acțiunii dăunătoare a gerului asupra structurii betonului. Dacă însă, după punerea în operă a betonului cald se aplică în continuare un tratament suplimentar de alimentare cu căldură egală cu ceea ce se pierde prin izolația termică, se poate realiza o perioadă de izotermie ridicată, de durată convenabilă, în timpul căreia betonul se întărește accelerat, în continuare, pînă la atingerea rezistenței corespunzătoare decofrării.

Combinînd, deci, preîncălzirea betonului proaspăt cu postîncălzirea betonului turnat și cu o bună conservare a căldurii, în continuare, se poate realiza, chiar pe timp friguros, un regim termic care să asigure o întărire rapidă și posibilitatea decofrării într-un timp foarte scurt.

Acest procedeu combinat a fost aplicat cu succes la construirea unei marchize în stația nouă de cale ferată din Baia Mare, folosind pentru încălzire, în ambele faze, curentul electric.

Lucrarea a fost executată de șantierul C. F. R. din aceeași localitate, în cursul lunii decembrie 1968, într-o perioadă firguroasă.

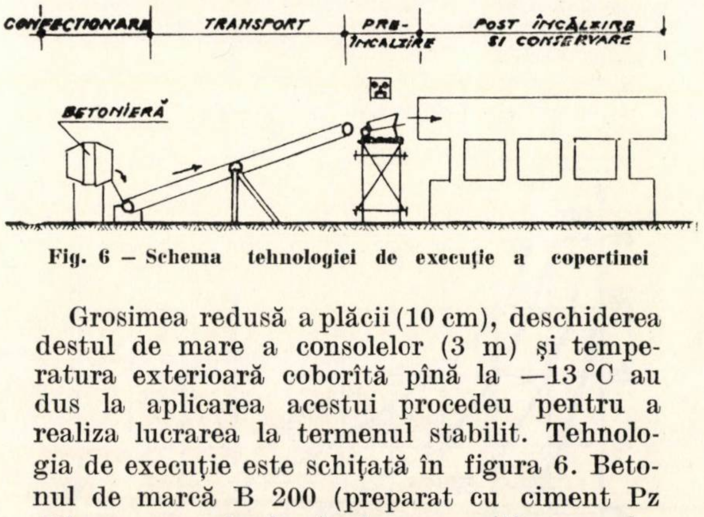


Fig. 6 – Schema tehnologiei de execuție a copertinei

Grosimea redusă a plăcii (10 cm), deschiderea destul de mare a consolelor (3 m) și temperatura exterioară coborîtă pînă la —13 °C au dus la aplicarea acestui procedeu pentru a realiza lucrarea la termenul stabilit. Tehnologia de execuție este schițată în figura 6. Betonul de marcă B 200 (preparat cu ciment Pz 400, cu agregate de rîu de compoziție granulometrică foarte bună, raportul a/c = 0,55) a fost preparat cu apă caldă, pentru a asigura, la ieșirea din betonieră, o temperatură de + 10 °C. Raportul a/c de 0,55 conține un spor de 10% apă, pentru a compensa pierderea prin evaporare în timpul manipulării betonului cald după preîncălzire.

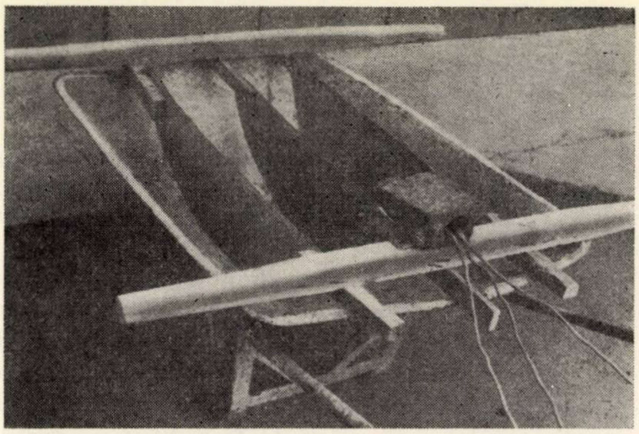


Fig. 7 — Echiparea buncărului cu electrozi în scopul preîncălzirii betonului

Pînă la începutul preîncălzirii, betonul s-a răcit la circa + 3 °C, datorită transportului pe bandă la temperaturi scăzute.

Preîncălzirea s-a făcut direct în roaba metalică folosită pentru transportul betonului de la bandă la locul de turnare. Dispozitivul de preîncălzire (fig. 7) alcătuit din trei electrozi de tablă de 2 mm grosime, alimentat fiecare cu cîte o fază a curentului de 380 V, a fost așezat în roabă la fiecare umplere. Betonul a curs de pe bandă în roaba echipată cu dispozitivul de încălzire, iar după umplere, banda a fost oprită. Curentul electric a fost furnizat de la un tablou montat în afara platformei de încălzire. Platforma de încălzire (suprafața de circa 2 m^2 de podină sub roabă) a fost izolată cu covor de cauciuc, iar în timpul alimentării cu curent electric nu s-a permis nici unui lucrător să stea în apropierea platformei. În timp de 3 minute, temperatura betonului s-a ridicat la + 65 °C, după care curentul electric a fost deconectat. Lucrătorul de la roabă împreună cu electricianul au scos dispozitivul din beton prin smulgere, iar betonul cald a fost imediat transportat la locul de turnare.

Durata unui ciclu complet de încălzire, transport, turnare a fost de circa 5 minute, ceea ce a permis turnarea întregului volum de beton într-un schimb de 8 ore.

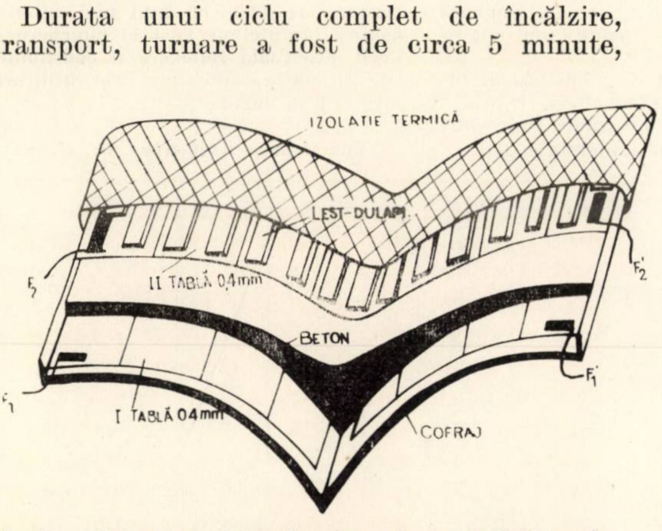


Fig. 8 — Alcătuirea electrozilor în vederea tratării termice ulterioare a betonului

F_1, F_2 = către transformator

Tratarea termică după turnare s-a realizat cu ajutorul a două căptușeli de tablă de 0,4 mm, cu rolul de electrozi de suprafață, dintre care primul a fost fixat pe suprafața cofrajului înainte de turnare, iar al doilea a fost aplicat pe suprafața finisată a betonului după turnare (fig. 8).

Pentru realizarea unui contact continuu al tablei superioare cu betonul, aceasta a fost lestată cu dulapi de brad. Peste aceștia s-a aplicat o izolație termică alcătuită din saci de hîrtie și două rînduri de rogojini.

Căptușelile de tablă au fost alimentate cu curent electric de 50 V debitat de doi transformatori de sudură. Astfel, betonul în contact cu aceste table-electrozi a fost încălzit în continuare. Nu s-a așteptat terminarea turnării întregii plăci, ci, pe măsura finisării cîte unei fîșii de 2 m, acestea au fost acoperite cu tablă și lest din dulapi de brad, îmbrăcate cu izolația termică descrisă și alimentate cu curent electric. În acest fel, temperatura betonului, care coborîse între timp la + 40 °C, datorită manipulărilor la punerea în operă, a putut fi menținută la acest nivel constant timp de 20 de ore, după care s-a întrerupt alimentarea cu curent electric, urmînd o perioadă de

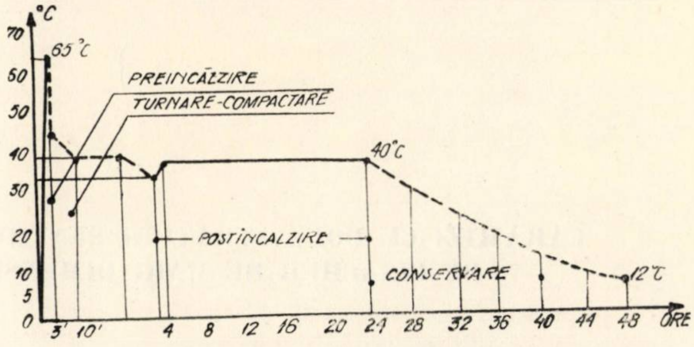


Fig. 9 — Regimul termic de preîncălzire și postîncălzire a betonului

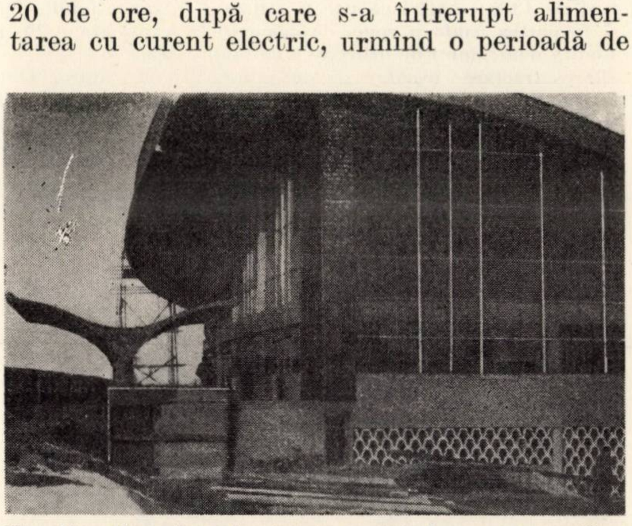


Fig. 10 — Copertina de beton armat la care s-a aplicat procedeul de preîncălzire și postîncălzire electrotermică după decofrare

încă 24 de ore de conservare a căldurii, în care temperatura betonului a scăzut lent, cu un ritm de 1—2 °C pe oră. La terminarea acestui regim termic (fig. 9), rezistența betonului a atins 70% din marcă, construcția fiind decofrată la șapte zile după turnare (fig. 10).

Din înregistrările valorilor privind curentul electric rezultă următoarele :

a) în perioada de preîncălzire, cantitățile succesive de cîte 0,1 m³ beton proaspăt, necompactat, au fost încălzite de la + 3°C la + 65 °C, folosind timp de cîte 3 minute curent electric de 380 V, cu o intensitate de 140 A. Rezultă un consum de 32 kWh/m³ beton turnat ;

b) în perioada de încălzire după turnare, pentru compensarea pierderilor de căldură, respectiv pentru menținerea temperaturii betonului la un nivel de izotermie constantă de circa 40 °C, consumul rezultă din tensiunea de 50 V și intensitatea medie de 150 A, cu doi transformatori, timp de 20 de ore pentru 10 m³ beton turnat. Rezultă un consum de 30 kWh/ m³.

Totalizînd, energia electrică consumată pentru realizarea obiectivului descris însumează 62 kWh/m³, ceea ce reprezintă un cost suplimentar de circa 30 lei/m³.

Ținînd seamă că procedeul descris nu comportă utilaje deosebite, nici lucrări auxiliare complicate, iar măsurile de protecția muncii se rezumă la respectarea normelor tehnice de instalare și a celor de electro-securitate, se poate conchide că el poate fi aplicat cu rezultate bune și la alte lucrări, adaptînd tehnologia de execuție la specificul obiectivului și la condițiile locale existente.

CĂRĂMIZI CU DOUĂ STRATURI PENTRU CĂPTUȘIREA CUPTOARELOR ROTATIVE DE CLINCHER DE MARI DIMENSIUNI DIN INDUSTRIA CIMENTULUI

În R. F. G., se produc în cantități din ce în ce mai mari cărămizi cu două straturi pentru căptușirea cuptoarelor rotative de clincher. Stratul de lucru, dinspre interiorul cuptorului, este constituit dintr-un material refractar de calitate superioară, iar stratul exterior, izolator, din șamotă ușoară. Cele două straturi sînt legate ceramic între ele printr-o suprafață în zig-zag (fig. 1).

Aceste cărămizi rezistă la temperaturi de 1300 °, astfel că pot fi utilizate și în partea caldă a zonei de calcinare. Limita domeniului de utilizare a cărămizilor refractare ușoare și de șamotă la izolații este de cca 1200 °. Cărămizile izolatoare nu au dat rezultate în partea caldă a zonei de calcinare.

Cărămizile cu două straturi asigură o izolare de durată și în zona mijlocie, cu radiații intense, a cuptorului, pînă aproape de zona de ardere.

În figura 1 se arată diagramele de variație ale temperaturilor în cărămizile cu două straturi și în cele de șamotă.

Dintre agregatele la care s-au utilizat aceste cărămizi se citează :

1. Cuptor Humboldt de 2000 t/zi, în fabrica Le Teil a firmei Lafarge. Dimensiunile ∅ 4,8 × 78 m. Lungimea căptușită : 20 m. Inzidit din august 1966.
2. Cuptor Dopol de 2800 t/zi al firmei Cementos, în Lima, Peru. Dimensiuni ∅ 5,2 × 85 m. Lungimea căptușită : 36,2 m. Inzidit în septembrie 1969.
3. Cuptor Dopol de 3000 t/zi, în fabrica St. Vigor, Le Havre, a firmei Lambert Lafarge. Dimensiuni ∅ 5,6 × 90 m. Lungimea căptușită : 37,2 m. Inzidit în august 1969.

Utilizarea cărămizilor cu două straturi în instalațiile de mare capacitate, cum sînt cele citate, s-a impus deoarece prezintă o mai mare siguranță în funcționare decît căptușeala din șamotă dură, mărind gradul de utilizare a cuptorului, ceea ce are un efect mult mai puternic asupra prețului de cost al clincherului, decît eventuala reducere a consumului specific de combustibil prin utilizarea altui tip de înzidire.

Din *Zement-Kalk-Gips* nr. 7/1969

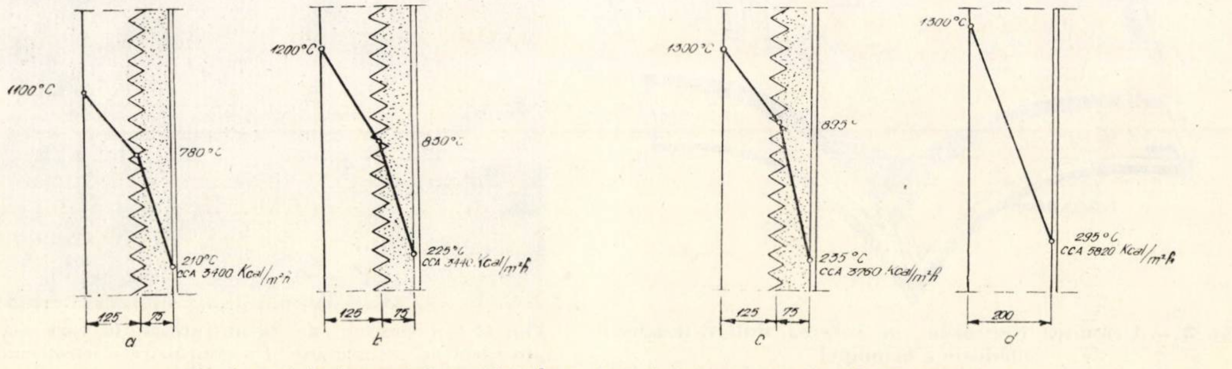


Fig. 1 – Variația temperaturii in cărămizile cu două straturi (*a*, *b*, *c*) și in cele de șamotă (*d*)

CONSIDERAŢII CU PRIVIRE LA PROGNOZA TASĂRII MASIVELOR DE LOESS UMEZITE

Dr. ing. **R. J. Bally**

Institutul de studii şi cercetări pentru îmbunătăţiri funciare şi gospodărirea apelor — Bucureşti

I. PREMISELE ŞI SCOPUL LUCRĂRII

Precizarea premiselor şi scopului prezentei lucrări a necesitat expunerea celor cîteva considerente de mai jos, deşi ele sînt în mare parte cunoscute specialiştilor în problema loessurilor :

— Concordanţa încă nesatisfăcătoare între tasările prognozate şi cele reale constituie una din problemele importante şi actuale ale geotehnicii. În cazul loessurilor, problema este şi mai dificilă, din cauza schimbării apreciabile prin umezire a compresibilităţii lor. Această dificultate este în mod curent evitată, determinînd tasările probabile în două cazuri extreme : la umiditatea naturală a pămîntului şi în cazul inundării lui. Caracteristică pentru loessuri este această din urmă valoare care, se presupune, este egală cu tasarea maximă posibilă.

— Tasarea maximă se determină, fie experimental (prin inundarea unor bazine săpate în loess, cu sau fără construcţii experimentale în interiorul lor), fie prin calcul (pe baza datelor edometrice şi în conformitate cu metodele de calcul uzuale, expuse în normele existente).

— În ceea ce priveşte valorile experimentale, judecînd după literatura de specialitate, în cazul tasărilor masivelor de loess sub greutatea proprie, nu se manifestă rezerve cu privire la valabilitatea lor. În cazul fundaţiilor experimentale apare dificultatea împrăştierii datelor, asupra căreia se va reveni mai jos.

— Situaţia este diferită în cazul determinării tasărilor prin calcul. Există păreri optimiste, cum ar fi cea exprimată de prof. I. N. Abelev [1], care afirmă că valorile obţinute prin calcul pentru presiuni de 2—3 kg/cm² asigură o precizie de ordinul a 15% (este de remarcat că, la tasări de ordinul zecilor de centimetri curente în loessuri, 15% reprezintă mai mulţi centimetri, ceea ce nu este neglijabil). S. Z. Saidakowski [2] se declară satisfăcut de prognoza unei tasări de maximum 10 cm datorită inundării loessului dintr-un teritoriu din zona unui lac de acumulare şi unde, în realitate, nu s-au produs nici un fel de tasări.

Există şi îndoieli cu privire la valabilitatea calculelor, ceea ce determină mereu apariţia unor noi obiecţii, studii şi propuneri asupra metodelor de calcul. Pentru exemplificare pot fi citate, numai dintre lucrările apărute în ultimul timp, comunicarea lui A. Beleş ş. a. [3], lucrarea lui A. M. Gelfandbein [4], un grup de articole cuprinse în culegerea de lucrări [5] etc. Cea mai evidentă dovadă a impreciziei care există în determinarea prin calcul a valorii tasării maxime o constituie însă prevederea în normele pentru loessuri a coeficienţilor de lucru, care prevăd amplificarea tasărilor diverselor straturi de loess cu coeficienţii 2 sau 1,5, în vederea apropierii valorii totale de calcul de cea faptică. După cum se ştie, acest mod de rezolvare a fost şi este controversat. Exemple de obiecţii asupra lui pot fi găsite şi în lucrările citate mai sus.

În cele de mai jos, autorul îşi propune să atragă atenţia asupra faptului că metodele actuale, experimentale sau de calcul, nu indică decît ordinul de mărime al tasărilor maxime şi nu valoarea lor exactă, precum şi asupra unor consecinţe care decurg în ceea ce priveşte valabilitatea şi utilitatea prognozei tasărilor loessurilor sensibile la umezire. În sprijinul acestei afirmaţii vor fi folosite date şi observaţii similare celor pe care specialiştii le întîlnesc curent în practica lucrărilor pe loessuri.

II. SURSE DE IMPRECIZIE ÎN PROGNOZA TASĂRII MAXIME A LOESSURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE

II. 1. Neuniformitatea naturală a loessurilor

O primă sursă de imprecizie provine din neuniformitatea apreciabilă a loessurilor. Deşi adeseori ele sînt caracterizate drept pămînturi omogene, împrăştierea caracteristicilor lor a atras nu o dată atenţia specialiştilor. De exemplu, prof. I. M. Abelev [6] subliniază importanta variabilitate a sensibilităţii la umezire, chiar în cadrul unor suprafețe restrînse, ceea ce face ca abateri mergînd pînă la 50% să se înscrie în limitele determinate de neuniformitatea naturală a terenului. Balandin [7] relevă diferențe pînă la 45% în tasările stabilite prin calcule, datorite variației sensibilității la umezire a loessului chiar în cadrul straturilor de grosime redusă în care se separă masivul de pămînt în vederea efectuării calculului. Autorul prezentului articol s-a ocupat de împrăștierea caracteristicilor fizice ale loessurilor, relevînd, între altele, abateri medii patratice de ordinul a 2—3 procente de porozitate și de 1,5—3 procente de umiditate pentru probe prelevate la distanțe de ordinul metrilor [8].

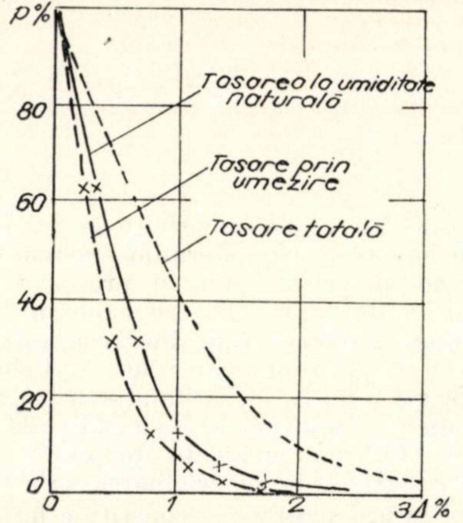


Fig. 1 – Compresibilitatea în edometru a unor probe de loess inundate lent la $p = 2$ kg/cm². Probabilitatea P (%) ca diferența dintre tasarea indicată de o probă izolată și tasarea medie să fie mai mare decît Δ(%)

Neuniformitatea loessurilor se manifestă în diverse moduri în prognoza tasărilor maxime:

— Împrăștierea rezultatelor probelor de laborator poate duce la erori de ordinul zecilor de procente, dacă se efectuează determinarea cu o singură probă. Pentru exemplificare, în tabela 1 se expun împrăștierile caracteristicilor unor probe de loess prelevate din același șanț, iar în figura 1 probabilitatea cu care indicația obținută prin încercarea unei singure probe de compresibilitate va diferi de valoarea medie.

— Neuniformitatea rezultatelor obținute prin încercări în natură este apreciabilă. Deși în cazul fundațiilor experimentale, dificultățile de efectuare determină aproape totdeauna renunțarea la încercări paralele, puținele cazuri de încercări duble cunoscute sau cele în care s-au experimentat în paralel fundații de forme și dimensiuni diferite permit relevarea unor împrăștieri de ordinul cel puțin al zecilor de procente (astfel de diferențe se pot deduce, de exemplu, din datele prezentate în lucrările lui I. M. Abelev [6], A. A. Grigorian [9], E. Stănescu ș. a. [10], privitoare la fundații experimentale).

Ca un exemplu de neuniformitate a rezultatelor încercărilor în natură vor fi citate cele obținute prin prelucrarea datelor relative la numărul de bătăi necesare înfigerii și la refuzul a trei grupe de piloți de beton armat cu latura de 35 cm și lungimea 13—16 m (aceiași în fiecare grup cuprinzînd cîte 3—9 piloți). Coeficientul de variație a numărului de lovituri necesare înfigerii (de ordinul a 2 000 de lovituri pentru fiecare pilot) a fost de 11—26%, iar raportul între ecartul maxim al numărului de lovituri raportat la numărul mediu de lovituri pentru fiecare grup de piloți a fost de 26—89%; în ceea ce privește refuzul la zece bătăi, coeficientul de variație a fost de 26—44% (la un refuz mediu de ordinul a 2 cm), iar raportul dintre ecartul maxim și valoarea medie de 84—111%.

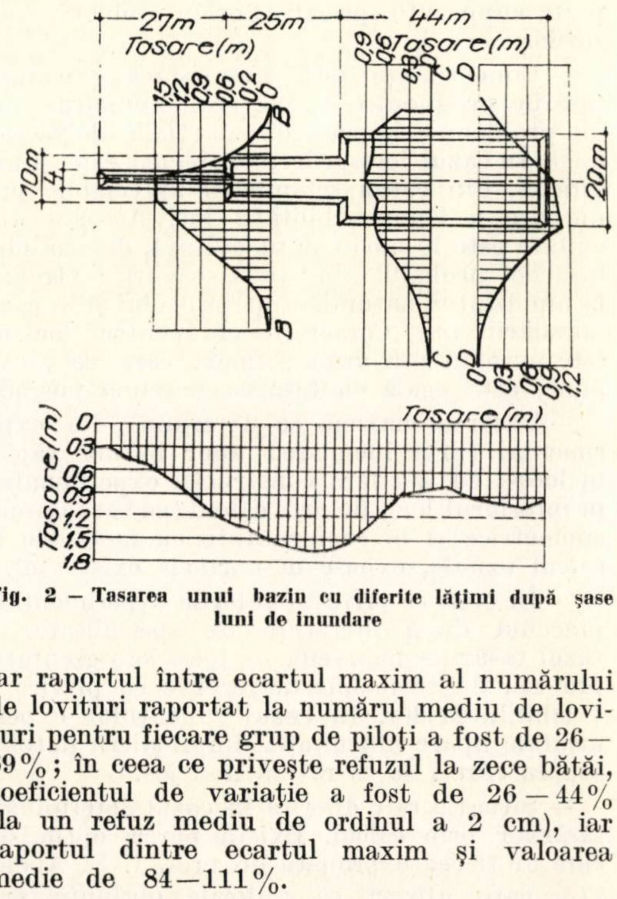


Fig. 2 – Tasarea unui bazin cu diferite lățimi după șase luni de inundare

Tabela 1

Valoarea medie (M), abaterea standard (σ) și coeficientul de variație (σ/M) pentru tasările unor probe de loess în edometru

p_2 (kg/cm²)	Tasare %								
	$W_{natural}$			prin umezire			total		
	M	σ	σ/M	M	σ	σ/M	M	σ	σ/M
1	1,47	0,42	29	0,87	0,32	37,2	2,38	0,45	18,9
2	3,93	0,67	17	3,62	0,54	14,2	7,40	1,21	16,4
3	7,46	0,05	0,7	3,38	0,08	2,3	10,88	0,08	0,7

Influența neuniformității terenului iese net în evidență într-o altă categorie de încercări pe teren, frecvent folosite: inundarea bazinelor experimentale. Deși se adoptă pentru ele forme regulate, cu centre sau cu axe de simetrie, distribuția tasărilor se produce cu neregularități și abateri apreciabile față de caracteristicile geometrice ale suprafeței inundate. În figura 2 este dat un astfel de exemplu, provenind dintr-o încercare efectuată cu participarea autorului prezentului articol, dar concluzii similare se pot deduce în marea majoritate a cazurilor unor astfel de încercări.

Un alt caz în care particularități strict locale ale masivelor de loess determină localizarea tasărilor prin umezire, îl constituie degradările apărute în lungul canalelor. În condiții de teren aparent similare este greu de explicat de ce focarul zonei tasate este amplasat într-un anumit punct. Este semnificativ un caz semnalat cu prilejul urmăririi comportării unui sistem de irigație, la care, la o distanță de circa 200 m unul de altul, au apărut două focare de tasare (tasarea maximă în centrul lor, circa 1,5 m; semiaxele mari ale celor două contururi extreme de fisuri de formă eliptică dirijate în lungul canalului, de ordinul zecilor de metri, separate între ele printr-un prag de circa 4—5 m lățime rămas nemișcat). Încercări detaliate geotehnice nu au putut pune în evidență caracteristici deosebite ale loessului în zona rămasă nemișcată, față de zonele tasate adiacente [11]. Ar fi putut explica eventual fenomenul unele particularități locale de ordin chimic și mineralogic, dar pe care prospecțiunile obișnuite nu ar fi fost în măsură să le evidențieze [12].

II. 2. Influența legăturilor dintre masivul umezit și cel cu umiditate naturală

Neuniformitățile rezultatelor încercărilor în natură sînt într-o măsură importantă determinate de faptul că tasarea masivelor de loess inundate nu se produce conform schemei adoptate în încercările edometrice și în calculul tasărilor maxime prin umezire. (Această schemă corespunde problemei unidimensionale în ceea ce privește repartiția eforturilor și deformațiilor în cazul tasării sub greutate proprie și în privința repartiției deformațiilor în cazul tasării sub o încărcare exterioară.)

Masivul inundat nu se poate deforma liber, deoarece intervin legăturile cu masivul înconjurător, a cărui umiditate și ale cărui caracteristici mecanice nu au fost afectate de umezire. După cum s-a arătat într-un studiu anterior [13], datorită acestor legături, în funcție de dimensiunile suprafeței de inundare, în condiții egale pot să nu apară de loc tasări prin umezire, să apară tasări însoțite numai de fisuri longitudinale sau să se formeze focare de tasare înconjurate de contururi eliptice de fisuri (tinzînd spre contururi circulare o dată cu creșterea dimensiunilor în plan ale suprafeței inundate).

Înlăturarea acestor legături în scopul accelerării tasărilor și obținerii tasărilor maxime a determinat pe unii specialiști să recurgă la separarea prin tranșee perimetrale a suprafețelor de inundare de restul masivului (A. Beleș ș. a. [3], L. M. Litvinov [14]).

Existența acestor legături explică variația apreciabilă a tasărilor în interiorul perimetrului inundat (ca, de exemplu, în figura 2). Neluarea lor în considerare poate duce la concluzii discutabile, ca de exemplu cele deduse de Gibbs și Bara pe baza tasărilor prin inundare ale unei suprafețe neîncărcate și ale unor ramblee alăturate de pămînt (executate înainte sau după inundarea terenului de fundație) [17] și [11].

II. 3. Influența istoricului umezirii și stării spațiale de eforturi asupra deformării loessurilor prin umezire

Importanta schimbare a caracteristicilor mecanice ale loessului în procesul îndesării lui prin umezire face ca istoricul acestui proces și distribuția spațială a eforturilor în care el are loc să aibă consecințe esențiale asupra deformării masivului de pămînt. Aspecte concludente și sugestive ale influenței istoricului umezirii și stării spațiale de eforturi asupra deformabilității loessurilor pot fi urmărite în analiza făcută de Denisov [17] asupra tasării fundațiilor pe loessuri în funcție de dimensiunile și încărcările lor, precum și de modul cum se succede procesul de încărcare și îndesare; sau în datele experimentale obținute de G. M. Lomize în cadrul unor încercări triaxiale cu probe de loess supuse la diverse stări de eforturi și inundate [18].

Pentru evidențierea influenței istoricului umezirii și stării spațiale de eforturi asupra deformării masivelor de loess prin umezire vor fi relatate cîteva cazuri întîlnite în lucrări efectuate în România:

— Probe paralele de loess, egal încărcate și umezite cu o aceeași cantitate de apă, dar cu ritmuri de umezire diferite, au prezentat ritmuri de tasare, raportate la cel de umezire, și tasări totale mult diferite. Pentru exemplificarea acestei diferențe s-a emis ipoteza că în interiorul loessului există pori relativ fini, care au o participare preponderentă în procesul de tasare prin umezire și o mare forță de absorbție a apei, dar o permeabilitate redusă; la cantitate egală de apă introdusă lent se umezesc în primul rînd acești pori, care generează tasarea; în cazul umezirii rapide se inundă în primul rînd porii cu o permeabilitate mai ridicată, dar al căror aport în procesul de tasare este redus, ceea ce face să apară o întîrziere apreciabilă

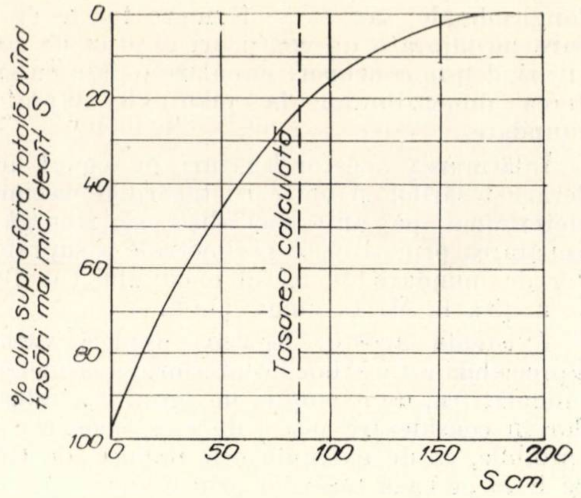


Fig. 3 — Repartiția procentuală a tasărilor unei suprafețe de teren de 4 ha împărțită în 14 parcele inundate succesiv în decursul unei perioade de 17 luni

între umezirea și tasarea probelor. O a doua ipoteză se referă la comportarea diferită a legăturilor structurale ale scheletului loessului la acțiunea umezirii și solicitărilor mecanice. În cazul presiunilor mici rămîne un procent mai mare din totalul legăturilor structurale accesibile acțiunii apei, decît în cazul presiunilor mari. Aceste legături sînt în totalitatea lor distruse de apa care pătrunde lent în pămînt, dar numai parțial cînd apa pătrunde rapid [19].

— Pentru evitarea degradării unor decantoare ca urmare a eventualei umeziri a terenului loessoid de fundație, a fost supus inundării prealabile un teritoriu de peste 4 ha. Operația s-a efectuat prin împărțirea suprafeței în 14 incinte de cîte 1 000—4 200 m² și inundarea lor masivă într-un interval total de 17 luni. S-au constatat tasări extrem de neuniforme, începînd de la zone în care nu s-a produs nici o tasare, pînă la formarea mai multor focare în care tasările au ajuns la 2 m [15]. Pentru a da o imagine cantitativă a acestei neuniformități, datele expuse în lucrarea amintită pot fi prezentate sub forma graficului din figura 3.

De altfel, un fenomen similar, dar la o scară mai mică, apare și în cazul tranșeei din figura 2. Astfel de neuniformități pot apărea în cazul oricăror suprafețe inundate la masive de loess, în cazul în care dimensiunile suprafețelor respective sînt suficient de mari pentru a permite apariția mai multor focare de tasare sau cînd inundarea se face pe parcele succesive. Existența lor se poate explica în felul următor:

Să presupunem că tasarea s-a produs într-o anumită zonă (fie din cauza faptului că situația locală a permis dezvoltarea unui focar de tasare ca în cazul din figura 2, fie pentru că inundarea parcelelor se face succesiv, ca în cazul din figura 3). Schimbarea apreciabilă a caracteristicilor mecanice ale loessului ca urmare a îndesării lui prin umezire schimbă implicit condițiile de deformabilitate ulterioară ale întregului masiv. Extinderea în continuare a frontului de umezire sau inundarea unor noi suprafețe se va produce într-un masiv cu caracteristici radical diferite de ale celui inițial. Porțiunile din masiv care nu s-au tasat în prima fază de inundare se găsesc în situația unor pene de pămînt înfipte în masive de pămînt consolidat ca urmare a comprimării anterioare.

— După terminarea încercării din figura 2 s-a realizat un al doilea bazin circular, în imediata apropiere a primului, în vederea experimentării unor reperi radioactivi pentru determinarea tasării diferențiale a masivului de loess. Masivul de pămînt fiind slăbit datorită deformațiilor și fisurilor anterioare, procesul de deformare pe noul amplasament s-a dezvoltat rapid și intens. Cu această ocazie s-au constatat tasări sub greutatea proprie și a stratelor de suprafață, pînă la 5—6 m, care în încercarea anterioară nu prezentaseră deformații. Explicația trebuie căutată în faptul că desprinderea masivului prăbușit de cel înconjurător s-a produs mai radical în cazul respectiv decît în altele similare, permițînd stratelor superioare să se deformeze în condiții similare comprimării cu deformare laterală liberă. O astfel de comportare sugerează posibilitatea comprimării sub greutatea proprie și a stratelor de suprafață, pe care încercările obișnuite le indică drept insensibile la umezire sub o astfel de solicitare.

III. CONSECINȚE CU PRIVIRE LA VALABILITATEA ȘI UTILITATEA POSIBILITĂȚILOR ACTUALE DE PROGNOZĂ A TASĂRILOR LOESSURILOR SENSIBILE LA UMEZIRE

Considerentele expuse mai sus justifică aprecierea făcută la începutul lucrării, referitoare la limitarea la ordinul de mărime al tasărilor, a indicațiilor posibil de obținut prin metodele actuale de prognoză.

Există unele posibilități de perfecționare a părții experimentale sau de calcul al metodicii de prognoză. Pot fi citate numeroase căi adoptate în lucrările apărute în ultimii ani. Pentru exemplificare, ne vom limita la citarea celor folosite în activitatea colectivului din care face parte autorul prezentului articol:

— Neuniformitatea naturală a loessurilor face inevitabilă împrăștierea caracteristicilor lui. Metodica de prognoză este obligată, nu să simplifice situația, ignorînd împrăștierea datelor, ci să se adapteze ei. Folosirea metodelor statistice constituie una din căi. În particular, chiar simpla încadrare a caracteristicilor loessurilor în ansamblurile cu distribuție normală, permite, cunoscînd abaterea standard a valorilor unei caracteristici, să se aprecieze numărul necesar de determinări pentru a stabili, cu precizia și posibilitatea dorită, valoarea ei medie. De exemplu, în cazul înfigerii piloţilor amintiţi mai sus, pentru o abatere standard de 400 de bătăi, admiţînd o probabilitate de 90% şi o precizie de 200 de lovituri, determinarea numărului de lovituri totale necesare înfigerii trebuie făcută prin medierea rezultatelor obţinute de la cel puţin 13 piloţi; mărind posibilitatea la 95% şi precizia la 100 de lovituri, medierea trebuie făcută pentru cel puţin 62 de piloţi. Chiar şi acest exemplu simplu relevă însă o dificultate esenţială: condiţiile tehnice şi economice pentru asigurarea unui grad mai înalt de precizie şi cu o probabilitate mai ridicată în multe cazuri devin prohibitive.

— Urmărirea dezvoltării în adîncime a procesului de umezire şi tasare se poate face cu reperi permanenţi. Folosirea unor reperi instalaţi pentru fiecare adîncime într-un alt foraj, chiar dacă forajele respective sînt foarte aproape unele de altele, duce însă la rezultate în care variaţia procesului în adîncime este deformată de variaţiile apreciabile de la o verticală la alta. Pentru evitarea acestei surse de neuniformitate se folosesc reperi amplasaţi la diverse adîncimi, însă înfipţi toţi în peretele unui aceluiaşi foraj (electrozi pentru urmărirea procesului de umezire; foraje pentru urmărirea radiometrică a variaţiei de umiditate şi densitate; reperi radioactivi sau electroinductivi pentru măsurarea tasărilor diverselor strate).

— Determinările mineralogice, chimice şi structurale permit punerea în evidenţă a unor particularităţi inaccesibile metodelor curente geotehnice. Ele sînt însă, deocamdată, prea laborioase pentru folosirea în serie.

— Se fac încercări pentru găsirea unor scheme de calcul, încă foarte simplificate, dar care totuşi reprezintă mai mult decît calculul infiltraţiilor după legea Darcy şi al tasărilor maxime în cazul problemei monoaxiale. Astfel, s-a elaborat o nouă teorie pentru calculul migraţiei în medii trifazice [20], precum şi o schemă de calcul care permite aprecierea lăţimii zonei afectate de fisuri (în cazul problemei plane, în funcţie de compresibilitatea şi rezistenţa la întindere a loessului) [19]. Schemele respective continuă însă să nu aibă o aplicabilitate în serie, fie datorită schematizării excesive, fie dificultăţilor de calcul sau de determinare a caracteristicilor pămîntului.

Faţă de dificultăţile de perfecţionare a metodologiei de prognoză a tasărilor maxime, se pune întrebarea dacă rezultatele posibil de obţinut justifică efortul depus. O astfel de rezervă apare necesară din următoarele considerente:

— Sînt rare cazurile în care este posibil să se ajungă la tasarea maximă, deoarece ele implică o umezire abundentă şi pe o suprafaţă apreciabilă.

— Chiar atunci cînd au loc cazuri ca cele de mai sus (de exemplu, bazine, canale în care inundarea are loc descendent, ridicări ale nivelului apei în zona lacurilor de acumulare sau a unor surse abundente de infiltraţii distribuite dens pe un teritoriu, ca, de exemplu, reţelele de alimentare cu apă orăşeneşti sau la industriile cu proces tehnologic umed), intervin tasări neuniforme cărora le revine principalul rol defavorabil pentru comportarea construcţiilor. Sînt concludente în acest sens datele din figurile 2 şi 3 pentru cazul infiltraţiilor descendente. Ridicarea nivelului apei subterane constituie de asemenea motiv de îngrijorare chiar dacă pericolul este mai mic decît în primul caz. Un exemplu care merită a fi menţionat este cel al teritoriului unui combinat chimic, unde ridicarea generală a nivelului apei a dus la numeroase dificultăţi, relatate de Z. P. Gavşina [21].

— În majoritatea cazurilor, influenţa asupra construcţiilor a tasărilor prin umezire devine sensibilă înainte de a se ajunge la umezirea maximă şi, mai ales, pe întreaga grosime a loessului. De asemenea, de cele mai multe ori, umezirea se produce local şi nu pe întreaga suprafaţă aferentă construcţiei. De aceea, important pentru prognoza comportării construcţiei este, nu atît tasarea maximă în cazul teritoriului complet inundat, ci efectul creşterii în timp şi locale a umidităţii. În aceste situaţii se produc tasările diferenţiale maxime, care constituie principalul pericol pentru construcţii.

— În cazul cunoaşterii numai a tasării maxime prin umezire, singura posibilitate de apreciere a tasărilor diferenţiale o constituie repartizarea în lungul construcţiei a diferenţei dintre această tasare şi cea corespunzătoare tasării terenului cu umiditate naturală. Un astfel de calcul este, pe de o parte, mult prea acoperitor. Pe de altă parte, ar duce la date, în numeroase cazuri, imposibil de luat în consideraţie în calculul structurilor. De altfel, ele nu ar corespunde de loc realităţii, deoarece, pe măsura umezirii, construcţia se adaptează deformării terenului de fundaţie.

În lipsa unor metode adecvate de calcul, informaţii deosebit de preţioase cu privire la comportarea terenului de fundaţie sensibil la umezire şi a construcţiilor fundate pe el se

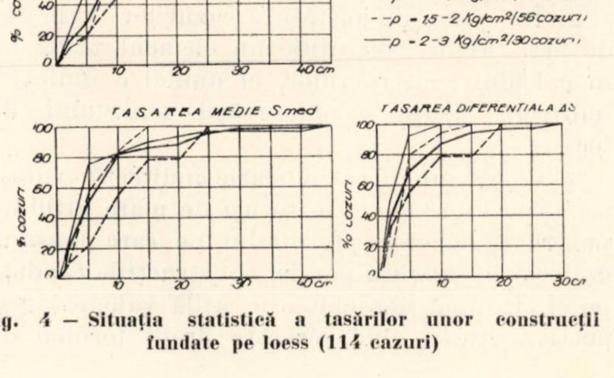


Fig. 4 — Situaţia statistică a tasărilor unor construcţii fundate pe loess (114 cazuri)

pot obține din examinarea construcțiilor existente, recurgînd însă, nu numai la cazuri izolate, ci și la observații de serie, pe un număr mare de construcții, astfel încît să devină posibilă interpretarea statistică a datelor. Folosirea unor astfel de date nu constituie o noutate. Pe baza lor s-au și întocmit limitele de tasări medii și diferențiale prevăzute în diverse normative. Ceea ce este important este intensificarea unor astfel de observații pentru construcțiile fundate pe loessuri. Preocupări în acest sens există, un exemplu demn de menționat fiind cel al cercetării a aproape 1 900 de clădiri în orașul Zaporoje [22].

Preocupări similare există și în România, putînd fi amintit studiul asupra unor silozuri fundate pe diverse tipuri de pămînturi, inclusiv pe loessuri [23], precum și punerea sub observare sistematică a peste 100 de construcții de diverse tipuri, industriale, dar, mai ales, civile și social-culturale [24]. Un exemplu de informații de mare utilitate obținute cu ajutorul acestui din urmă studiu se poate deduce din diagrama din figura 4, întocmită folosind datele de observații pe o perioadă de 5—10 ani de exploatare a unor construcții, care, deși au suferit tasările diferențiale indicate în grafic, nu au avut de suferit degradări sau degradările suferite au putut fi remediate fără scoaterea din exploatare a construcției.

O obiecție importantă care se poate aduce acestui mod de informare o constituie faptul că, în majoritatea cazurilor, nu se referă la cazurile limită. Informațiile obținute rămîn totuși de mare utilitate din următoarele motive :

— ele dau indicații asupra adaptabilității construcțiilor la deformațiile neuniforme ale terenului de fundație;

— literatura de specialitate scoate în evidență faptul că, în decursul timpului, umiditatea terenului loessoid de fundație crește chiar fără intervenția unor surse de infiltrații suficient de intense pentru a provoca accidente (a se vedea, de exemplu, [25]).

CONCLUZII

1. Actualele metode folosite curent pentru prognoza tasării loessurilor prin umezire indică numai ordinul de mărime al tasării maxime.

2. În marea majoritate a cazurilor, valoarea de mai sus nu constituie un element utilizabil în calculul construcțiilor, ci numai o indicație indirectă asupra comportării masivului de loess.

3. Chiar numai ca indicație indirectă, valoarea tasării maxime este totuși de mare utilitate pentru aprecierea pericolului pe care masivul de loess îl prezintă pentru construcțiile fundate pe el. În mod deosebit este utilă valoarea respectivă atunci cînd servește drept termen de comparație între loessurile din diverse zone, pentru care experiența cu privire la comportarea construcțiilor este diferită.

4. Date fiind limitele de valabilitate și posibilitate de utilizare pentru valoarea tasării maxime, apare necesară o schimbare în modul cum trebuie apreciate amplele discuții cu privire la : comparabilitatea sensibilităților la umezire obținute prin umezire la încărcare dată sau prin metoda celor două curbe; presiunea de calcul pentru tasarea totală prin umezire (sarcina geologică sau o presiune constantă de 3 kg/cm^2). Rezultatul obținut fiind, nu o valoare utilizabilă în calcule ulterioare, ci un indice folosibil pentru apreciere sau ca termen de comparație, important este ca el să fie determinat după o metodă unitară și să se prefere acea metodă de prognoză care asigură un volum cît mai mare de date comparabile din diverse zone. (Preferința autorului se îndreaptă spre metoda celor două curbe și calculul tasărilor corespunzătoare sarcinii geologice.)

5. Deoarece nu există perspective apropiate de perfecționare a metodelor de calculul tasărilor și al adaptabilității construcțiilor la deformațiile terenului de fundație, apar ca deosebit de utile observațiile de serie asupra comportării construcțiilor fundate pe loessuri și interpretarea statistică a rezultatelor astfel obținute. Este singura cale care pare să asigure posibilități pentru o mai strînsă prognoză în astfel de cazuri.

Bibliografie

[1] Abelev I.M. : *Osobennosti stroitelstva zdanii i promîșlennîh soorujenii na prosadocinîh gruntah (doklad pe materialom opublikovannîh rabot avtora za period 1931—1959* Moscova, Ed. Akad. Stroilestva i Arhitekturî S.S.S.R., 1961.

[2] Saidakowski S.Z., Serstiuk A.N. : *O vlianii podpora gruntovîh vod na povedenie loessovîh porod v pribrejnoi zone Dneprodzerjinskogo vodohranilișcia.* Gidrotehniceskie soorujenia. Kiev, Ed. Budivelnik, 1966.

[3a] Beleș A., Popescu V., Stănculescu I., Schally V. : *Grupul de comunicări cu privire la fundarea construcțiilor de la C.S. Galați.* Lucrările sesiunii tehnico-științifice de referate și comunicări IPROMET. București, 1963.

[3b] Beleș A.A., Stănculescu I., Schally R.V. : *Probleme referitoare la tasarea construcțiilor fundate pe loess.* Simpozionul : Urmărirea tasării construcțiilor. INCERC București, iunie 1964.

[4] Gelfandbein A.M., Gelis L.A. : *Neravnomernîe vertikalnîe i gorizontalnîe deformații prosadocinîh gruntov. Naucinoe soobșcenie.* Kiev, Ed. Budivelnik, 1967.

[5] * * * : *Mehanika gruntov.* Vîpusk 1 (14) Dușanbe. Ed. Doniș, 1966.

[6] Abelev I.M. : *Issledovania vliania formî i razmerov fundamentov v plane na velicinu prosadki.* Stroitelstvo na prodadocinîhi nabuhaiușcih gruntah. Sbornik nr. 46, NIIOSP. Moskva, Ed. Gosstroiizdat, 1961.

[7] Balandin I.G. : *Prosadocinost sloia i metodika eo podsciota.* Osnovania, fundamentî i mehanika gruntov nr. 3, 1967.

[8] Bally R.J. : *Metode statistice în geotehnică.* Hidrotehnica, gospodăria apelor, meteorologia, nr. 10, 1964.

[9] Grigorian A.A. : *Prediction of deformation of loess soils under building and structure foundations.* Proc. of the third asian regional conf. on soil mechanics and foundation engineering, vol. I, Haifa, 1967.

[10] Stănescu E., Capatina D., Metaxa V. : *Issledovania prosadki loessa pod optînimi fundamentami bolsih raznerov.* Voprosî stroitelstva na loessovîh gruntah. Voronej, Ed. Universităţii din Voronej, 1963.

[11] Bally R.J., Antonescu I., Perlea V. : *Disscusion to the paper ,,Stability problems of collapsing soils'' by H. J. Gibbs and J.P. Bara.* Journal of the soil mechanics and foundations division. Proceedings A.S.C.E., vol. 94, May 1968.

[12] Arcan L., Antonescu I. : *Sur les relations entre la composition minéralogique et quelques propriétés techniques des terrains loessoides.* Comptes rendus du VIII-e Congrès de la science du sol, vol. III, Bucureşti, 1964.

[13] Bally R.J., Antonescu I., Perlea V. : *Loess as foundations soil for irrigation systems.* Proc. of the six-th intern. conf. on soil mech. and found. eng., vol. II, Montreal, 1965.

[14] Litvinov I.M. : *Uskorennîi sposob glubinnogo uplotnenia prosadocinîh loessovîh gruntov bolsoi mocinosti.* Material k piatomu sovescianiiu po zakrepleniiu i uplotneniiu gruntov, Novosibirsk, 1966.

[15] Beleş A., Stănculescu I., Schally V. : *Aplicarea metodei de inundare prealabilă a terenului la fundarea unor decantoare radiale pe strate groase de loess sensibile la înmuiere.* Comunicare la sesiunea Institutului de construcţii — Bucureşti, cu tema ,,Probleme actuale în tehnica fundaţiilor din R.S. România'', Bucureşti, 1967.

[16] Gibbs N.J., Bara J.P. : *Stability problems of collapsing soils.* Journal ot the soil mech. and found div. Proc. ASCE, SM 4, 1967.

[17] Denisov N.I. : *Unele probleme privind construirea pe pămînturi loessoide.* Hidrotehnica, nr. 9, 1962.

[18] Lomize G.M. : *Zavisimost prosadocnosti ot napriajnogo sostoianiia lessovogo grunta.* Ghidrotehniceskoe stroitelstvo, nr. 11, 1959.

[19] Bally R.J., Antonescu I., Perlea V. : *Unele aspecte ale deformărilor masivelor de loess sensibile la umezire.* Analele ICIFP, Seria hidrotehnică, Bucureşti, 1968.

[20] Bally R.J. : *Determination of the coefficients of water migration through soils.* Simpozionul ,,Apa în zona de aeraţie''. Waageningen, 1966.

[21] Gavşina Z.P. : *Izmenenia fizico-mecaniceskih svoistv gruntov v sviazi a obvodneniem stroitelnîh ploşciadok.* Primîşlennoe stroitelstvo, nr. 6, 1967.

[22] Rudenko E.S. : *Sovmeşciannaia prokladka injenernîh setei i vodozaşcita osnovanii v jilişcinom stroitelstvo na prosadocinîh gruntah.* Gosstroi USSR, NII Stroitelnogo Proizvodstva. Dnepropetrovskii filial, Kiev, 1967

[23] Lehr H., Botea F., Manoliu I., Patarniche M. : *Settlement investigations on grain silos founded in various soil conditions in Rumania.* Proc. of the six-th intern. conf. on soil mech. and found. eng., vol. II, Montreal, 1965.

[24] Andrei S., Bîrzescu M., Kehaian Z. : *Măsurători de tasare la construcţii.* Fişe sintetice şi note explicative INCERC. Studii şi cercetări. Fundaţii, zidării, pereţi, nr. 1, 1966.

[25] Sokolov A.A. : *Nekotoroe dannee o vlajnosti gruntov na zastroennîh teritoriah.* Stroitelstvo i arhitektura nr. 8, 1967.

ANALIZA FAZALĂ CANTITATIVĂ A UNOR MASE CERAMICE ALUMINO-SILICATICE FABRICATE ÎN ȚARĂ

Prof. dr. ing. **R. Dinescu**, ing. **M. Cerchez**, ing. **R. Giușcă**, ing. **R. Enea**

Corelațiile dintre compoziția fazală și caracteristicile fizico-mecanice ale produselor ceramice oferă posibilitatea unei baze științifice de conducere a proceselor tehnologice.

Masele ceramice alumino-silicatice uzuale conțin următorii compuși : mulit, cuarț, cristobalit, alumină și fază vitroasă. Este indicat ca, pentru diferitele mase, componenții mineralogici să se găsească în anumite proporții. Astfel, pentru porțelanuri și gresii s-a stabilit [1], [2] că, deși mulitul este un component valoros pentru ridicarea calităților masei ceramice, totuși și cuarțul are un rol important asupra acestor proprietăți. Astfel, granulele mari de cuarț sînt ușor fisurabile și duc la creșterea porozității și scăderea rezistenței mecanice. Pe de altă parte, existența unor granule prea fine de cuarț determină o cantitate mai mare de cristobalit sau fază vitroasă, datorită tendinței mai mari de transformare.

Cristobalitul este nedorit în masele ceramice [3], datorită coeficientului mare de dilatare, care duce la apariția de microfisuri, creșterea porozității și scăderea rezistenței mecanice, masele ceramice devin friabile, casante. Se remarcă, însă, că, în unele cazuri, se introduce cristobalit în procente variabile în scopul obținerii unei texturi speciale pentru anumite porțelanuri rezistente. De regulă însă, procentul de cristobalit nu trebuie să depășească 5% din totalul fazelor prezente.

Conținutul de alcalii și în special felul lor influențează de asemenea proprietățile de compactizare la temperatură ridicată ale maselor ceramice. Astfel, s-a determinat experimental că faza vitroasă potasică este mai vîscoasă decît cea sodică și de aceea, în corelație cu felul feldspaților folosiți în rețeta de materii prime, se pot obține, la porozitate apropiată, obiecte ceramice cu deformare mai mică și exactitudine dimensională mai mare, cînd se folosesc feldspați predominant potasici. Plecînd de asemenea de la caracterele reologice la temperatura înaltă ale fazei vitroase, apare posibilitatea folosirii eficiente a unor anumite tipuri de nefeline sienitice ca înlocuitori de feldspați [4].

Proprietățile superioare ale mulitului, determinate de structura sa chimică și cristalografică, au determinat de mai mulți ani cercetări privind posibilitatea îmbogățirii proporției de mulit prin tratamente termice adecvate sau prin mineralizatori [5], [6].

Se scoate în evidență că, deși caracteristicile structurale și chimice ale fazelor cristaline și vitroase apar ca foarte importante, mai trebuie luată în considerare și textura fazelor solide și a porilor, care este determinată de tratamentele termice și tehnologice, granulometria materiilor prime și altele, care aduc de asemenea contribuții esențiale asupra proprietăților maselor ceramice [7], [8].

În lucrarea de față se arată rezultatele cercetărilor de analiză fazală a unor mase ceramice produse în țară, cercetări efectuate în scopul determinării proporției de fază cristalină și fază vitroasă, punîndu-se astfel la îndemîna specialiștilor din industrie o bază științifică pentru interpretarea și conducerea diferitelor procese tehnologice.

I. MODUL DE LUCRU EXPERIMENTAL

Pentru analiza fazală s-a folosit metoda spectrometrică X, deoarece în prezent, la nivel mondial, este considerată că duce la rezultate optime. S-a folosit metoda directă, datorită diferențelor reduse ale coeficienților de absorbție ai razelor X ale fazelor cristaline și vitroase din masele ceramice analizate fazal. S-au efectuat totodată și corecții ale valorilor obținute, considerînd coeficienții de observație.

Pentru etalonul de mulit s-au realizat mai multe probe obținute din materii prime caolinoase diferite, folosind calcinarea și apoi separarea cu HF [9], [10], [11], [12], [13].

Ca etalon de cuarț s-a folosit nisipul de cristal de cuarț cu o proporție de 99,92% SiO_2.

Cristobalitul și corindonul s-au obținut prin metodele cunoscute [10], [11], [13], calcinînd la 1600 °C gel de silice și alumină cu analiza chimică 84,15% SiO_2, 14,84% H_2O și respectiv 99,96% Al_2O_3.

Atît etaloanele de cristale individuale, cît și masele ceramice au fost analizate chimic, măcinate la finețe sub 10 μm și apoi supuse analizei fazale la raze X pe un difractometru DRON—1, cu precizia de măsurare a unghiurilor de rotație a contorului și a eșantionului de 0,005 °. Pentru producerea razelor X s-au folosit anozi de cupru și fier și filtrele corespunzătoare pentru îndepărtarea radiațiilor $K\beta_1$.

II. REZULTATELE OBȚINUTE

Analiza chimică a maselor ceramice examinate este dată în tabela 1.

Tabela 1

Analiza chimică a maselor ceramice analizate fazal

Masa ceramică	Oxid %					
	SiO_2	Al_2O_3	CaO	MgO	R_2O	Fe_2O_3
Cărămidă șamot RC-73	55,0	34,8	2,3	0,6	1,9	5,3
Cărămidă șamot RD-77	52,7	37,9	2,4	0,8	1,8	4,3
Cărămidă șamot RCA-75	52,4	37,6	2,1	0,6	1,8	5,5
Faianță menaj Sighișoara	69,1	28,3	1,2	0,5	0,8	0,8
Gresie pardoseală Ploiești	70,0	25	1,7	0,8	1,9	0,7
Porțelan sanitar București-Militari	72,2	21,6	1,0	0,5	3,6	1,1
Porțelan izolator Turda	67,8	27,7	1,1	1,1	1,3	1,3
Porțelan menaj Cluj	69,0	28,7	0,7	0,6	1,3	1,0

După analiza difractogramelor X se obține fără dubiu compoziția fazală calitativă a maselor ceramice analizate. S-au efectuat măsurătorile comparative ale amplitudinilor respective din compușii etalon și din masele ceramice analizate, pentru toate franjele corespunzătoare intervalului dintre $d = 1{,}79$ Å și $d = 5{,}38$ Å.

Conținutul de cuarț, cristobalit și corindon a fost stabilit prin spectrometrie directă, luînd în considerare toate franjele existente ale compusului respectiv. Nu s-au găsit diferențe mari între valorile diferitelor franje ale aceluiași compus cristalin din probe, astfel încît procentul cantitativ s-a determinat prin medie aritmetică. S-au efectuat totodată și corecții ale valorilor obținute, aplicînd metoda etalonului extern, folosindu-se coeficienții de absorbție ai razelor X calculați și găsiți în literatură.

S-a dozat apoi analog mulitul. Proporția obținută din fiecare franjă diferă deseori destul de mult una față de alta, indicînd posibilitatea introducerii unei erori sensibile în medie, în cazul cînd se introduc toate benzile în calculul acesteia. Franjele cantitative folosite s-au ales pe baza documentației anterior menționate [1], [9], [10], [11], [12], [13].

Asupra a cinci mase ceramice pentru care s-au cunoscut condițiile de obținere — materii prime, regim de ardere — s-au determinat prin calcul faza lichidă și procentul de mulit format la echilibru sau pe baza mecanismului topirii independente, folosind formulele Konopicky [14] și respectiv Solacolu-Dinescu [15]. Buna concordanță a valorilor calculate este prezentată în tabela 2. După aplicarea selectării propuse, proporția de mulit se obține cu o precizie de ± 5% repartizat la totalul de faze cristaline și vitroase, eroare acceptabilă pentru determinările curente de analiză. Se menționează că, pentru unele mase ceramice, eroarea determinărilor este mai mică de ± 5%.

Deși procedeul de calcul este în general același pentru toate masele ceramice, trebuie totdeauna precizate franjele specifice de mulit ale fiecărui tip de masă ceramică. Numai acestea vor putea fi considerate ca fiind cele mai sigure pentru analiza fazală cantitativă.

Pentru calculul cantitativ al fazei vitroase s-a considerat că aceasta se obține după scăderea totalului fazelor cristaline din 100.

Rezultatele analizelor fazale sînt prezentate în tabela 2.

În ultimul șir orizontal se indică raportul cantității de mulit existent față de cantitatea total posibilă dedusă din procentul de Al_2O_3.

III. CONCLUZII

1. S-a determinat prin difractometrie X analiza fazală a unor mase ceramice fabricate în țară, indicîndu-se compoziția mineralogică cantitativă.

2. Rezultatele obținute arată că masele de șamot prezintă un indice de mulitizare ridicat: peste 90%.

3. Masele de ceramică fină de faianță, gresie și porțelan prezintă indici de mulitizare mai scăzuți: 60—80%.

Rezultatele obținute în prezenta lucrare permit dirijarea proceselor tehnologice în vederea măririi indicelui de mulitizare.

Tabela 2

Compoziția fazală a maselor ceramice analizate

Componenți %	Masa ceramică							
	Cărămidă șamot RC–73	Cărămidă șamot aluminos RD–77	Cărămidă șamot aluminos RCA–75	Faianță menaj Sighișoara	Gresie pardoseală Ploiesti	Porțelan sanitar Buc. Militari	Porțelan izolator Turda	Porțelan menaj Cluj
Faza sticloasă determinat	35	30	39	42	51	57	50	57
Faza sticloasă calculat	36*	28*	37*	39**	—	60**	—	—
Mulit determinat	45	48	46	33	27	21	29	29
Mulit calculat	43*	48*	47*	29**	—	20**	—	—
Cuarț	12	8	9	20	22	22	15	11
Cristobalit	8	12	3	6	—	—	6	3
Corindon	—	2	3	—	—	—	—	—
Indice de mulitizare	0,93	0,96	0,96	0,79	0,75	0,64	0,76	0,73

* Calculat la echilibru
** Calculat mecanism topire independentă.

Bibliografie

[1] Fleurance A., Loisel M. : Ind. Céram., nr. 594 1967.

[2] Schüller K.H., Stärk K. : Ber. deut. Keram. Ges., nr. 45, 1968.

[3] Solacolu S. : *Chimia fizică a silicaților tehnici*, București, Ed. tehnică, 1968.

[4] Bergdahl T.—Trans Chalmers Univ. Gothenburg, nr. 294, 1964.

[5] Cerchez M., Marinescu L. : *Aspecte termodinamice ale formării mulitului*. Sub tipar.

[6] Löcsei B. : Epitöanyag, nr. 15, 1963.

[7] Dinescu R. : *Bazele tehnologiei ceramicii și refractarelor*, București, Ed. tehnică, 1966.

[8] Behmenburg H. : Ber. deut. Keram. Ges., nr. 45, 1968.

[9] Brindley G.W., Udagawa S. : J. Am. Ceram Soc., nr. 43, 1960.

[10] Mc Gee Th. D. : J. Am. Ceram. Soc. nr. 49, 1966.

[11] Johnson W., Andrews K.W. : Trans. Brit. Ceram. Soc. nr. 61, 1962.

[12] Konopicky K., Köhler E. : Ber. deut. Keram. Ges., nr. 35, 1958.

[13] Kiehl J.P. : Silicates indis., nr. 27, 1962.

[14] Konopicky K. : Ber. deut. Keram. Ges. nr. 32, 1955; nr. 33, 1956.

[15] Solacolu S., Dinescu R. : Bull. soc. fraç. ceram., nr. 53, 1961.

REDUCEREA CONSUMULUI SPECIFIC DE COMBUSTIBIL LA CUPTOARELE DE GEAMURI

Ing. **A. Stănescu**

Studiul sistematic al cuptoarelor de sticlă sub aspectul termotehnic, cu scopul practic de a găsi căile pentru reducerea consumului de combustibil, a început la I.C.M.P.C. în 1963. În perioada care a urmat, această problemă a constituit o preocupare deosebită, atît a fabricilor din sector, cît şi a direcţiei generale din minister.

S-a început, cum era firesc, prin acţiunea de cunoaştere a cuptoarelor din punct de vedere termic, întocmindu-se bilanţuri termice pentru majoritatea cuptoarelor din sector, din care au reieşit principalele deficienţe şi pe baza lor s-au făcut primele propuneri de îmbunătăţire.

Studiile termotehnice au fost valorificate în majoritatea cazurilor şi în prezent sîntem în măsură să analizăm primele rezultate obţinute în urma colaborării strînse dintre toţi factorii interesaţi (institutul de cercetări, fabricile de geamuri şi direcţia generală din minister) în această importantă acţiune de reducere a consumului de combustibil.

I. LUCRĂRI EFECTUATE

Întrucît marea majoritate a cuptoarelor din sector sînt de acelaşi tip şi au prezentat, în general, aceleaşi neajunsuri, pentru a înfăţişa diversele aspecte în cifre concrete, în cele ce urmează se va face referire la cuptorul nr. 3 Scăeni, ca fiind cel mai reprezentativ. Acest cuptor este prevăzut cu şase maşini de tras după procedeul Foucault şi are o producţie medie de 85 t/zi.

Studiul termotehnic din 1964 asupra cuptorului nr. 3 a arătat că principalele deficienţe care concurau la un consum ridicat de combustibil erau :

— slaba recuperare a căldurii în camerele regeneratoare ;

— excesul mare de aer de combustie ;

— pierderi de căldură exagerate prin pereţii canalelor arzătoarelor ;

— pierderi de căldură mari prin radiaţia directă a orificiilor şi prin suprapresiunea din cuptor ;

— consum de gaz combustibil nejustificat, datorită existenţei camerelor finale.

Căldura recuperată reprezenta 36 % din căldura totală care se introducea în cuptor. Camerele regeneratoare aveau volumul mic (150 m^3), iar tipul de grătar folosit, avînd o suprafaţă specifică mică (13 m^2/m^3), suprafaţa totală de transfer de căldură era redusă. Pe de altă parte, gradul de supleţe a camerei era destul de mic. Temperatura gazelor de ieşire din camera regeneratoare era de 650°, iar temperatura aerului preîncălzit de circa 900°C.

Excesul de aer de combustie în zona de topire era de 1,45. El nu putea fi redus din cauză că gurile celor opt perechi de arzătoare erau de secţiune egală şi ultimele arzătoare primeau mai mult aer decît primele, adică invers proporţional cu debitul de gaz. O reducere a cantităţii de aer ducea la arderea incompletă a combustibilului în primele perechi de arzătoare.

Canalele arzătoarelor, de formă curbată, ofereau o suprafaţă de pierdere calorică foarte mare ; din cauza temperaturii mari, ele nu puteau fi izolate şi pierderile de căldură în mediul înconjurător reprezentau circa 25 % din totalul pierderilor prin pereţi sau 8,5 % din consumul de combustibil al zonei de topire.

Etanşarea cuptorului nu era asigurată. La nivelul sticlei, adică între bazin şi zidul inelar, exista un şliţ constructiv de 100 mm pe tot perimetrul cuptorului pînă la pragul dinainte de lac. Acest şliţ era umplut parţial cu cărămidă groasă de 60 mm. Mai rămîneau deci 40 mm liberi ; în plus, pe circa 20 % din lungimea şliţului, această umplutură lipsea. Pierderile de căldură prin radiaţie directă prin şliţ erau destul de însemnate. Pe de altă parte, prin acest şliţ intră necontrolat o mare cantitate de aer provenit de la sistemul de răcire a blocurilor, care face să crească excesul de aer şi să se reducă temperatura în cuptor.

Existenţa camerelor finale necesită un consum de combustibil de circa 10—12 % din total. Din punct de vedere tehnologic, aceste camere finale nu sînt neapărat necesare, ele reprezentînd doar o comoditate pentru exploatare. Din punct de vedere termotehnic, combustia în această zonă se face cu randament foarte scăzut. Din totalul căldurii intrate rămîne în cuptor circa 40 %, iar restul de 60 % pleacă la coş, gazele arse avînd o temperatură medie de circa 960°C.

În prima etapă de îmbunătăţire a cuptorului din punct de vedere termic, fabrica a introdus următoarele modificări constructive :

1. Camera regeneratoare a fost mărită ca volum de la 150 la 190 m^3. Această mărire de volum s-a realizat printr-o înălţare de la 2,86 la 5 m şi în acelaşi timp printr-o îngustare de la 2,60 la 2,10 m, obţinîndu-se în acelaşi timp un grad de zvelteţe mai mare. Tipul de grătar adoptat are o suprafaţă specifică mai mare (18,2 m^2/m^3), iar la partea superioară, pe 1,5 m înălţime, s-a executat grătarul de cărămidă magnezitică, care are proprietăţi mai bune decît şamota în ceea ce priveşte înmagazinarea şi cedarea căldurii. În felul acesta, suprafaţa de transfer de căldură a camerei regeneratoare a crescut de 1,8 ori.

Măsurătorile arată că prin aceste modificări ale camerei regeneratoare, temperatura gazelor arse a scăzut de la 650 la 580°C, iar temperatura aerului preîncălzit a crescut la circa 1 000°C. Se constată, totuşi, o neuniformitate a funcţionării camerei regeneratoare, în sensul că există o zonă opusă canalului de fum care este mai slab utilizată.

2. O altă măsură constructivă aplicată de fabrică a fost reducerea secţiunii de trecere a ultimelor două perechi de arzătoare (nr. 5 şi 6). Această dimensionare corespunde faptului că la ultimele arzătoare, cantitatea de gaz combustibil ce se arde este mai scăzută şi este deci necesar ca şi aerul de combustie corespunzător să fie în cantitate mai mică.

Consecinţa imediată a acestei modificări, precum şi a etanşării, care se va arăta la punctul următor, a fost că excesul de aer de combustie a putut fi redus de la 1,45, cît era în campania respectivă, la 1,27.

În acelaşi timp, pentru a putea păstra constant raportul gaz/aer s-a prevăzut ca aerul de combustie să fie furnizat de un ventilator. Este necesar ca acest raport să fie menţinut tot timpul, dar mai ales atunci cînd debitul gazului combustibil se reduce în perioadele de împrospătare sau de cădere accidentală a unor maşini de tras.

3. Detaliul de rost între bazinul cuptorului şi zidul inelar a fost modificat. Şliţul a fost redus la 15 mm, necesar pentru preluarea dilatărilor, posibilitatea de radiaţie liberă a interiorului cuptorului a fost limitată de ecranul format de pietrele cu nas, iar etanşeitatea cuptorului a fost îmbunătăţită printr-un şnur de azbest montat între pereţele bazinului şi zidul inelar. În felul acesta s-a redus simţitor pătrunderea în cuptor a aerului de răcire suflat la nivelul blocurilor de corhart.

4. În sfîrşit, cuptorul a fost dotat cu o serie de aparate de măsură şi control, precum şi cu cîteva instalaţii de reglare automată.

În prezent se măsoară şi se înregistrează continuu temperatura în diferite puncte mai importante ale cuptorului, debitele de gaz pe cele două zone (de topire şi de lucru), presiunea la baza camerelor regeneratoare, tirajul coşului şi oxigenul din gazele arse.

Dintre instalaţiile de reglare automată sînt în funcţie cele care reglează presiunea din cuptor, raportul gaz/aer, temperatura în zona de lucru şi instalaţia de nivel constant. Schimbarea focului se execută automat la interval de 15 minute.

În ceea ce priveşte camerele finale, ele nu au fost desfiinţate cu ocazia ultimei reparaţii, astfel că exploatarea dispune de acest corectiv considerat încă indispensabil.

II. REZULTATELE OBŢINUTE

Să vedem, mai departe, care sînt rezultatele obţinute ca urmare a introducerii modificărilor constructive de mai sus, combinate cu o exploatare mai atentă, uşurată mult, în acelaşi timp, de instalaţiile AMC şi de reglarea automată arătată mai sus.

Cum este normal, aceste rezultate se evidenţiază foarte bine punînd faţă în faţă cele două bilanţuri întocmite înainte şi după introducerea modificărilor. Tabela 1 arată în paralel rezultatele celor două bilanţuri termice reale raportate la 1 kg de topitură şi procentual.

Se constată, în primul rînd, o reducere a consumului specific global de combustibil de la 4 350 la 3 490 kcal/kg. Dacă

Tabela 1

Recapitulaţia bilanţurilor globale întocmite la cuptorul 3 Scăeni în 1964 şi 1965

Denumirea	1964		1965	
	kcal/kg topitură	%	kcal/kg topitură	%
ACTIV				
Căldura chimică a combustibilului	4 350,00	98,42	3 490,00	97,00
Căldura sensibilă a combustibilului	3,80	0,08	2,31	0,10
Căldura sensibilă a aerului de combustie	52,00	1,20	87,00	2,40
Căldura sensibilă a amestecului uscat	10,30	0,23	6,95	0,30
Căldura sensibilă a apei de amestec	1,70	0,04	1,20	0,10
Căldura sensibilă a aerului ce intră prin neetanşeităţi şi orificii	1,30	0,03	0,52	0,10
Total căldură intrată	4 419,10	100,00	3 587,98	100,00
PASIV				
Căldura de formare	138,50	3,03	145,00	4,05
Căldura pentru evaporarea apei din amestec	23,00	0,50	23,98	0,67
Căldura conţinută în masa de sticlă la ieşirea din conturul bilanţului	254,00	5,76	278,00	7,72
Căldura sensibilă a gazelor arse ce părăsesc conturul	1 710,00	38,60	1 150,00	32,10
Căldura chimică a gazelor combustibile nearse	—	—	—	—
Căldura sensibilă a produselor de degazare	25,00	0,56	23,30	0,65
Căldura necesară supraîncălzirii vaporilor de apă din aerul de ardere şi din apa tehnologică	31,30	0,67	17,70	0,49
Căldura gazelor ce ies prin neetanşeităţi şi orificii	111,00	2,51	—	—
Căldura pierdută prin radiaţia orificiilor	128,00	2,94	96,00	2,37
Căldura pierdută în mediul înconjurător prin pereţii cuptorului	1 450,00	33,10	1 425,00	39,88
Căldura pierdută în camera de lucru	170,00	3,85	184,00	5,17
Total căldură ieşită	4 039,80	91,52	3 342,98	93,10
Diferenţa activ-pasiv	379,30	8,48	245,00	6,90

ne-am referi numai la zona de topire, ceea ce ne-ar permite o comparaţie cu indicii mondiali care se referă numai la această zonă, ar rezulta că s-a obţinut o reducere a consumului specific de la 3 750 la 3 150 kcal/kg topitură. Cifra de 3 150 nu este mult superioară indicilor mondiali, care, la cuptoare asemănătoare, este de 2 800—3 000 kcal/kg. În orice caz, acest prim rezultat poate fi considerat ca un succes.

Din analiza în paralel a celor două bilanţuri se vede că aportul principal în reducerea consumului de combustibil îl aduce recuperarea căldurii. La pierderea prin gaze arse se observă o reducere de 560 kcal/kg. Aici a contribuit, pe lîngă îmbunătăţirea recuperării căldurii, şi reducerea excesului de aer de care s-a vorbit mai sus. Din tabela 1 reiese clar importanţa etanşării cuptorului şi a reducerii orificiilor prin care radiază direct căldură din cuptor.

Din înregistrările fabricii Scăeni se constată că la cuptoarele 3, 4 şi 5, la care s-au făcut modificările arătate mai sus, s-a obţinut o reducere medie a consumului de circa 11%. Acelaşi lucru s-a constatat la cuptorul 1 al fabricii de geamuri Mediaş.

Dacă măsurile aplicate la aceste cuptoare s-ar extinde la toate cuptoarele existente din sector s-ar putea conta pe o reducere medie a consumului de combustibil de 10%, ceea ce, tradus în cifre absolute şi aplicat la producţia actuală de geamuri de 25 milioane m^2/an, ar însemna eliberarea a 9 milioane m^3 gaz metan/an, care ar putea fi valorificat superior prin chimizare sau ar putea servi la înfiinţarea unor noi capacităţi de producţie.

III. DIRECŢII DE CERCETARE PENTRU VIITOR

Posibilităţile pentru reducerea în continuare a consumului de combustibil la cuptoarele de geamuri nu s-au epuizat. Căile de reducere a consumului de combustibil sînt scoase la iveală prin studiile termotehnice care se fac în continuare.

Astfel, se constată că la cuptoarele care au cameră regeneratoare unică, gradul de utilizare a suprafeţei de schimb de căldură este mic. Circa 1/4 din suprafaţa camerei regeneratoare este slab utilizată. Zona respectivă este mai puţin străbătută de gazele arse şi mai intens străbătută de aerul de combustie. Deci, o primă problemă care va trebui să formeze obiectul cercetării este mărirea gradului de folosire a suprafeţei de schimb de căldură din camerele regeneratoare.

Concomitent va trebui redus în continuare excesul de aer de combustie pînă la 1,2 printr-o mai justă dimensionare a secţiunii gurilor de arzător, în funcţie de curba de consum de gaz combustibil pe arzătoare.

Aceste două probleme rezolvate vor duce la creşterea procentului de recuperare a căldurii şi deci la reducerea corespunzătoare a consumului de combustibil.

Un alt domeniu care trebuie atacat este problema combustiei. Ultimele cercetări pe plan mondial arată că randamentul transmisiei căldurii de la flacără la masa de topitură este cu atît mai bun cu cît puterea de radiaţie a flacării este mai mare ; de unde necesitatea de a obţine o flacără cît mai luminoasă printr-o disociere accentuată a gazului. Se ştie că, în cazul cuptoarelor de sticlă, peste 90% din transferul de căldură se face prin radiaţie.

Pe de altă parte, lungimea flacării nu trebuie să depăşească bazinul cuptorului, deoarece continuarea combustiei în camera regeneratoare nu este de dorit.

Se va pune de asemenea, în viitor, problema îmbogăţirii aerului de combustie cu oxigen, metodă care se practică deja la cuptoarele Siemens-Martin. Acest lucru duce la obţinerea unor temperaturi mai înalte, care necesită pentru cuptoare materiale refractare superioare.

Problema materialelor refractare este de asemenea foarte acută. Dacă s-ar dispune de materiale de înaltă refractaritate, care să permită izolarea în special a bolţii cuptorului, pierderile de căldură prin pereţi în mediul înconjurător s-ar reduce simţitor şi o dată cu ele, bineînţeles, şi consumul de combustibil. Îmbunătăţirea calităţii refractarelor rămîne o problemă deschisă de mare importanţă, a cărei rezolvare poate aduce, atît economii de combustibil, cît şi economii la reparaţii, prin prelungirea duratei campaniei de lucru.

Problema camerelor finale, care este mai mult o problemă de exploatare, necesită neapărat rezolvarea în sensul desfiinţării lor. Acest pas se va face la cuptorul de la centrul de cercetare Militari, unde se va căpăta experienţa necesară pentru extindere. Economia de combustibil rezultată prin desfiinţarea camerelor finale este imediată şi se evaluează la aproximativ 6—8%.

O altă problemă importantă în funcţionarea cuptoarelor de geamuri este punerea şi menţinerea în funcţiune a instalaţiilor de AMC şi de reglare automată, care asigură constanţa parametrilor principali care determină calitatea produsului şi menţine de asemenea consumul de gaz în limite strînse. Automatizarea este indispensabilă unei bune exploatări a cuptorului de sticlă, care prezintă probleme deosebit de complexe.

În sfîrşit, o altă acţiune importantă pe linia reducerii consumului de combustibil, de data aceasta nu pe cuptor, ci pe întreprindere, este aceea de valorificare a resurselor secundare de energie. În cazul de faţă este vorba de recuperarea secundară a căldurii din gazele arse evacuate la coş prin cazane de apă caldă sau de aburi, care pot constitui surse pentru instalaţia de încălzire a fabricilor care, în prezent, consumă exclusiv gaz natural pentru încălzire. Se evaluează că pe întreg sectorul, dacă se recuperează căldura reziduală din gazele de ardere, se poate realiza o economie de combustibil de circa 5 milioane m^3/an.

IV. CONCLUZII

Ca rezultat al cooperării strînse dintre cercetare, proiectare şi industrie putem constata astăzi, cu satisfacţie, primele succese în acţiunea de reducere a consumului de combustibil în sectorul fabricilor de geamuri. Aceste economii sînt în prezent parţiale ; prin măsurile ce urmează a se extinde treptat la toate cuptoarele, economia se va înregistra pe întregul sector.

Căile de reducere a consumului de combustibil la cuptoarele de sticlă nu sînt nici pe departe epuizate ; ele constituie noi etape de cercetare, care vor trebui parcurse şi care sînt prevăzute a fi rezolvate în planul de perspectivă.

CRONICA

ACTIVITATEA C.N.I.T.

MANIFESTĂRI TEHNICO-ŞTIINŢIFICE CU PARTICIPARE INTERNAŢIONALĂ

Secţia de construcţii şi materiale de construcţii a Consiliului Naţional al Inginerilor şi Tehnicienilor organizează în anul 1970 următoarele conferinţe republicane cu participare internaţională :

1. — A doua conferinţă de construcţii hidro-edilitare (Galaţi, 18 — 20 iunie 1970) cu tema :

PROBLEME ACTUALE ÎN TEHNICA TRANSPORTULUI APEI ÎN ALIMENTĂRI CU APĂ ŞI CANALIZĂRI, cu următoarele grupe de probleme :

1. — **Studiul şi proiectarea construcţiilor şi instalaţiilor pentru transportul apei.**

Scheme şi soluţii de ansamblu, dimensionarea conductelor şi canalelor, cercetări ştiinţifice şi studii experimentale, construcţii auxiliare.

Optimizarea soluţiilor.

Reducerea costului construcţiilor şi instalaţiilor de transport al apei.

2. — **Materiale şi tehnologii de execuţie noi.**

Tuburi şi canale prefabricate sau turnate pe loc, îmbinări, armături, staţii de pompare, tehnologii de execuţie pentru canale, conducte şi lucrări accesorii.

Măsuri pentru evitarea factorilor nocivi în exploatare în vederea măririi durabilităţii lucrărilor.

3. — **Exploatarea construcţiilor şi instalaţiilor de transport al apei.**

Organizarea tehnică a exploatării, utilaje pentru întreţinerea şi exploatarea conductelor şi canalelor, centralizarea şi automatizarea comenzilor pentru transportul apei.

Recircularea apei, mijloc principal pentru gospodărirea raţională a apei, evitarea poluării mediului natural (aer, apă, sol).

Reducerea preţului de cost al transportului apei.

2. — A treia Conferinţă de betoane (Cluj 22 — 24 oct. 1970) cu tema :

STRUCTURI DE BETON ARMAT, cu următoarele grupe de probleme:

1. — **Probleme ale proiectării şi calculului structurilor de beton armat.**

Concepţii noi în proiectarea structurilor de beton armat.

Principiile moderne de calcul ale construcţiilor de beton armat.

Efectul contracţiilor şi curgerii lente în calculul structurilor de beton armat.

Efectul conlucrării spaţiale asupra comportării structurilor.

Aspecte ale comportării şi calculului construcţiilor de beton armat la solicitări seismice.

Calculul construcţiilor din beton uşor.

2. — **Tehnologii moderne de execuţie.**

Dezvoltarea procedeului de execuţie a construcţiilor monolite cu folosirea cofrajelor glisante (tehnologii noi, analiza experienţei existente şi învăţăminte desprinse).

Alte tehnologii moderne de executare monolit a clădirilor (folosirea cofrajelor spaţiale ş.a.).

3. — **Învelitori subţiri**

Probleme teoretice şi de calcul.

Elemente constructive şi tehnologii moderne de execuţie.

3. — A patra Conferinţă de instalaţii. cu tema :

ALIMENTAREA CENTRALIZATĂ CU CĂLDURĂ, cu următoarele grupe de probleme :

1. — **Studii şi soluţii de proiectare privind alimentarea centralizată cu căldură.**

Soluţii de ansamblu privind alimentarea zonelor industriale şi urbane cu sau fără termoficare ; elemente de instalaţii : surse, reţele, staţii termice de transformare ; corelaţia cu instalaţiile consumatorilor de încălzire şi de apă de consum.

2. — **Echipamente şi tehnologii noi de execuţie.**

Cercetări, studii şi realizări privind tipizarea, prefabricarea şi montajul surselor, reţelelor, staţiilor termice de transformare ; echipamente moderne în centrale şi la consumatori ; instalaţii de automatizare.

3. — **Exploatarea raţională a instalaţiilor.**

Optimizarea exploatării prin reglarea cantitativă şi calitativă a instalaţiilor, consumul raţional de combustibil, energie electrică, apă ; controlul, verificarea instalaţiilor şi reparaţiilor capitale ; probleme ale tratării apei din instalaţiile de încălzire.

PLENARA UNIUNII ARHITECŢILOR DIN 27 — 28 NOIEMBRIE 1969

PROBLEME ALE INDUSTRIALIZĂRII ŞI PREFABRICĂRII CONSTRUCŢIILOR DE LOCUIT ŞI SOCIAL-CULTURALE

Industrializarea construcţiilor este una din cele mai importante probleme ale activităţii de construcţii, arhitectură şi sistematizare, calea obiectiv necesară de dezvoltare a acestei activităţi în vederea satisfacerii necesităţilor crescînde ale societăţii. Hotărîrile conducerii de partid şi de stat în privinţa extinderii industrializării şi prefabricării în toate sectoarele şi îndeosebi în cel al construcţiilor de locuit şi social-culturale, cuprind importante măsuri de orientare şi organizare în vederea trecerii la o etapă superioară din punct de vedere cantitativ şi calitativ, de realizare a programelor de investiţii în cincinalul următor.

Plenara Uniunii Arhitecţilor, întrunită îndată după adoptarea acestor hotărîri, a avut ca scop mobilizarea şi antrenarea arhitecţilor în aplicarea măsurilor respective, precum şi dezbaterea sarcinilor care revin arhitecţilor şi a problemelor care trebuie rezolvate de către aceştia. Plenara apreciază că convingerea arhitecţilor în justeţea indicaţiilor conducerii de partid şi de stat, unele din realizările lor, experienţa şi străduinţele lor continue, exprimă hotărîrea fermă a arhitecţilor din România Socialistă, de a îndeplini îndatorirea lor profesională, de a realiza sarcinile care le revin, de a contribui astfel la industrializarea largă a construcţiilor din ţara noastră.

Plenara consideră că, în etapa actuală, una din sarcinile importante ale arhitecţilor este de a se angaja în procesul de industrializare - prefabricare a construcţiilor, contribuind la activitatea de concepţie şi realizare a lucrărilor prin industrializare. Constatînd că, în realizările de pînă acum, arhitecţii au avut un rol pozitiv important, plenara subliniază totodată că numărul arhitecţilor care se preocupă de industrializare este încă redus. Este necesar să fie combătute unele păreri care subapreciază locul important al industrializării în procesul de făurire a arhitecturii şi urbanismului contemporan şi să fie antranate cele mai bune forţe arhitecturale în această activitate. Totodată, plenara subliniază că o activitate complexă de amploarea şi ritmul prevăzut în hotărîrile de partid şi de stat necesită o bună conlucrare a tuturor profesiunilor de specialitate şi o coordonare a contribuţiei tuturor organismelor şi instituţiilor competente: proiectanţi, cercetători, tehnologi, executanţi — organe de îndrumare, de producţie, beneficiari ş.a. S-au subliniat condiţiile deosebit de favorabile din ţara noastră, determinate de planificarea economiei naţionale, condiţii care creează largi posibilităţi de coordonare a tuturor factorilor şi care impun totodată exercitarea absolut necesară a acestei coordonări.

★

Discutîndu-se problemele legate de elaborarea şi realizarea construcţiilor de locuinţe şi social-culturale, numeroşi vorbitori au insistat asupra posibilităţilor largi care există atît pentru reducerea perioadei de realizare a lucrărilor, a volumului mîinii de lucru şi a costului, cît şi pentru obţinerea unor soluţii corespunzătoare din punctul de vedere al calităţii funcţionale şi estetice. Indicîndu-se exemple din realizările noastre şi de peste hotare, care demonstrează aceste posibilităţi, unii vorbitori s-au referit şi la unele lipsuri existente, prezentînd proiectanţilor şi executanţilor diferite propuneri pentru ameliorarea calităţii lucrărilor. Măsurile şi soluţiile de îmbunătăţire a proiectelor vor rezulta îndeosebi pe planşetele arhitecţilor, în cadrul procesului de concepţie şi elaborare, prin studierea temeinică şi rezolvarea competentă a problemelor, în cadrul procesului de producţie a prefabricatelor şi a altor elemente industrializate, precum şi în cadrul procesului de execuţie şi finisare. În această privinţă s-a arătat răspunderea care revine arhitectului, proiectantului în general, răspundere care implică obligativitatea îndeplinirii indicaţiilor cuprinse în hotărîrile conducerii de partid şi de stat şi care totodată nu trebuie să fie limitată din punct de vedere profesional, stimulîndu-se promovarea aptitudinilor şi iniţiativelor menite să ridice nivelul calitativ al lucrărilor, îndeosebi în ceea ce priveşte diversitatea funcţională şi estetică a soluţiilor.

★

În cadrul plenarei s-au făcut numeroase propuneri importante a căror aplicare ar contribui la îndeplinirea indicaţiilor, la dezvoltarea industrializării şi la extinderea prefabricării în construcţii. Astfel, s-a propus:

Pentru asigurarea unei variabilităţi corespunzătoare cu diversele necesităţi funcţionale şi estetice să se imprime o concepţie elastică de proiectare a panourilor şi de fabricare a lor în unităţi de producţie suple, care să permită această variabilitate.

Să se amelioreze procesul tehnologic de fabricare, finisare şi manipulare a panourilor, pentru eliminarea unor neajunsuri de calitate a acestora, uneori importante, în scopul îmbunătăţirii indicilor tehnico-economici şi a criteriilor de funcţionalitate şi estetică a construcţiilor.

Să se extindă prefabricarea şi la alte procese componente ale construcţiilor, la instalaţii (de exemplu, panouri încălzitoare, bloc sau cabină sanitară etc.). la finisaje etc.

Să se schimbe fundamental rolul industriei materialelor de construcţie (inclusiv din domeniul chimiei), factor important în stimularea industrializării, ridicîndu-se aportul său îndeosebi prin lărgirea consistentă a sortimentelor, ridicarea calităţii lor şi reducerea costului materialelor noi şi înlocuitoare.

Pentru promovarea noilor soluţii funcţionale, a noilor metode tehnice şi materialelor de construcţii, să se extindă larg practica experimentării, organizînd şantiere experimentale (ansambluri şi obiecte) pentru aplicarea variantelor de soluţii în vederea extragerii treptate a unor concluzii fundamentale pentru etapele următoare.

Paralel cu dezvoltarea în anii următori a prefabricării din panouri mari, conform hotărîrilor adoptate, să se studieze şi alte moduri de industrializare şi sisteme de prefabricare aplicabile în perspectivă, ca de exemplu elemente prefabricate uşoare, elemente spaţiale - volumetrice, schelete de rezistenţă cu panouri de umplutură, precum şi utilizarea unor procedee şi materiale mai eficiente: panouri de pereţi despărţitoare din materiale uşoare, betoane uşoare de rezistenţă etc.

Intensificarea cercetării ştiinţifice în domeniul industrializării şi prefabricării, atît pe plan general în cadrul unui eventual centru de cercetări ce urmează să fie înfiinţat, cît şi pe plan concret în fiecare fabrică în strînsă legătură cu experimentarea, pe baza conlucrării cercetătorilor cu proiectanţii, tehnologii şi executanţii. Un rol important îl va avea în aceasă privinţă desfăşurarea activităţii pe baza unui program de obiective imediate care să contribuie la realizarea sarcinilor actuale şi cu obiective de perspectivă care să contribuie la stabilirea etapelor de industrializare.

★

Subliniind necesitatea antrenării în mai mare măsură a arhitecţilor în procesul de industrializare, plenara consideră necesară o mai mare preocupare a diferitelor organe şi în special a Ministerului Învăţămîntului şi a Institutului de arhitectură ,,Ion Mincu'', Comitetului de Stat pentru Economia şi Administraţia Locală, Ministerului Construcţiilor, Centrului de documentare în construcţii, arhitectură şi sistematizare, precum şi a Uniunii Arhitecţilor şi a arhitecţilor înşişi, faţă de diferite aspecte ale formaţiei arhitectului. În condiţiile generale ale progresului social şi tehnico-ştiinţific, în condiţiile extinderii diferitelor procedee de industrializare, aspectele tehnice ocupă un loc din ce în ce mai important şi hotărîtor în rezolvarea problemelor arhitecturale şi urbanistice şi în consecinţă ele trebuie să se reflecte în aceeaşi măsură în formaţia profesională a arhitectului, inclusiv în structura cunoştinţelor însuşite. În această direcţie se pune problema unor modificări care să se reflecte, atît în pregătirea profesională a studenţilor arhitecţi, cît şi în procesul permanent de îmbogăţire şi înnoire a cunoştinţelor arhitecţilor. Plenara consideră necesar ca comitetul de conducere al Uniunii Arhitecţilor să elaboreze propuneri corespunzătoare, cuprinzînd şi contribuţia sa în această privinţă.

★

Plenara ia cunoştinţă cu satisfacţie de interesul manifestat faţă de ea de Comitetul de Stat pentru Economia şi Administraţia Locală şi alte organe competente şi recomandă biroului Uniunii Arhitecţilor să elaboreze şi să publice sinteza principalelor concluzii ale plenarei şi s-o trimită totodată conducerii CSEAL şi a altor organe şi instituţii.

RECENZII

G. S. Ramaswamy

DESIGN AND CONSTRUCTION OF CONCRETE SHELL ROOFS

(Proiectarea şi construcţia acoperişurilor din plăci curbe subţiri de beton)

Mc Graw-Hill Book Company, New York, San Francisco, Toronto, London, Sydney, 1968, 641 pagini

În domeniul atît de fecund al plăcilor curbe subţiri se înscrie o nouă lucrare, deosebit de valoroasă pentru teoreticieni şi practicieni, anume cartea lui G. S. Ramaswamy, directorul Institutului de cercetări în construcţii de la Roorkee, India. Personalitatea autorului ne este larg cunoscută din publicaţiile şi comunicările sale la diferite simposioane ale I.A.S.S. După o primă lectură a cărţii, ea apare ca o sinteză a studiilor personale ale autorului, armonios împletite cu cunoştinţele de bază în materie.

Lucrarea a fost concepută ca o prezentare a principiilor de proiectare şi a modalităţilor de construcţie a acoperişurilor din plăci subţiri cu simplă şi dublă curbură. Ea este destinată, atît cursurilor la facultăţi, cît şi birourilor de proiectare, la baza ei stînd o serie de prelegeri ale autorului în cadrul unor cursuri postuniversitare în India. Cartea cuprinde patru părţi, pe care le vom aminti pe scurt.

Partea întîi, **Noţiuni de bază matematice** (53 pag.) are următoarele capitole: rezolvarea ecuaţiilor algebrice de gradul opt, serii Fourier, elemente de algebră matricială, proprietăţile curbelor, elemente de geometrie diferenţială şi clasificarea plăcilor curbe subţiri.

În partea a doua sînt studiate **plăcile cilindrice şi prismatice** (284 pag.). După un relativ scurt capitol asupra teoriei de membrană, se dezvoltă teoria încovoierii în diferite variante (Flügge D.K.J., Finsterwalder, Schorer, Manual A.S.C.E.) cu indicarea domeniului de aplicabilitate şi modul de sistematizare a calculelor. În continuare sînt tratate metoda de grindă, şedurile, plăcile precomprimate, plăcile prismatice şi plăcile cilindrice continue.

Partea a treia tratează despre **plăcile subţiri cu dublă curbură** (156 pag.). După examinarea suprafeţelor de rotaţie în teoria de membrană şi în teoria încovoierii (aproximaţia Geckeler) este studiată teoria de membrană în cazul general. Capitole speciale sînt destinate plăcilor sinclastice (cu dublă curbură pozitivă) şi anticlastice (cu dublă curbură negativă). Ca tipuri caracteristice sînt studiaţi paraboloidul eliptic, respectiv paraboloidul hiperbolic în şa sau ca margini drepte şi conoidul. Secţiunea se încheie cu două capitole: noi forme de plăci curbe subţiri şi teoria încovoierii plăcilor subţiri pleoştite.

Partea a patra analizează **alte aspecte** (108 pag.) precum proiectarea diafragmelor şi arcelor, aspecte practice ale execuţiei plăcilor curbe subţiri (materiale, cofraje, plăci turnate monolit, cofraje rulante, prefabricate, turnarea şi compactarea betonului, decofrarea termo- şi hidroizolaţii), cercetări (calculul cu ajutorul ordinatoarelor, progresiunea matricială, matrici de transfer, proiectarea experimentală, probleme de stabilitate).

Lucrarea este ilustrată de numeroase exemple duse pînă la capăt, inclusiv **armarea** şi este scrisă de o manieră clară şi uşor accesibilă. Este o plăcere să constatăm că bibliografia românească ocupă un loc important în această excelentă lucrare.

Dublată de o ţinută grafică excelentă, este neîndoios că ne aflăm în faţa unei cărţi de căpătîi tratînd despre plăcile curbe subţiri.

R. Bares

TABLES POUR LE CALCUL DES DALLES ET DES PAROIS

(Tabele pentru calculul plăcilor plane şi al grinzilor-pereţi)

Paris, Ed. Dunod, 1969, 538 pagini

Lucrarea de faţă reprezintă versiunea franceză a cărţii cu acelaşi titlu publicată în limba cehă în anul 1964.

În toate domeniile tehnicii moderne, plăcile joacă un rol important ca element structural. Datorită frecvenţei lor mari, este foarte important ca să poată fi făcut un calcul exact şi totodată rapid.

Teoria plăcilor plane elastice este bine cunoscută, însă necesită un aparat matematic complicat şi calcule numerice laborioase; de aceea, pînă în prezent, nu au putut fi stabilite metode de calcul care să permită inginerilor proiectanţi să rezolve, în scurtul timp pe care îl au la dispoziţie, toate cazurile particulare pe care le întîlnesc în practică.

Lucrarea lui Richard Bares are drept scop ca, bazat pe teoria elastică, să dea formulele şi tabelele necesare pentru calculul plăcilor plane şi al grinzilor-pereţi, într-un mare număr de cazuri practice. Cartea cuprinde şase părţi, şi anume:

1° Încovoierea plăcilor izotrope cu deformaţii mici elastice.

2° Încovoierea plăcilor ortotrope cu deformaţii mici elastice.

3° Încovoierea plăcilor izotrope cu săgeţi mari şi efectul de membrană.

4° Stabilitatea elastică a plăcilor.

5° Vibraţiile proprii ale plăcilor.

6° Starea de eforturi plană în grinzile-pereţi izotrope.

Un număr mare de forme de plăci sînt studiate: dreptunghiulare izolate şi continue, oblice (paralelogram), triunghiulare, trapezoidale, circulare şi inelare, poligonale, eliptice şi ovale.

Ca încărcări au fost luate în considerare cele distribuite pe suprafaţă: uniforme şi triunghiulare, parţiale, liniare, punctuale, momente etc.

Cartea cuprinde un număr de 199 tabele, iar folosirea lor este ilustrată prin 37 exemple de calcul.

Pot fi rezolvate în acest fel cazuri de plăci din cele mai variate, cum ar fi planşeele, balcoanele, plăcile de poduri, pereţii de silozuri, pîlniile de buncăre, pereţii şi fundurile de rezervoare, pistele de aerodromuri etc.

Fiecare tabelă este precedată de o schemă cu rezemările, încărcările şi punctele pentru care sînt date valorile momentelor, forţelor tăietoare, reacţiunilor şi săgeţilor.

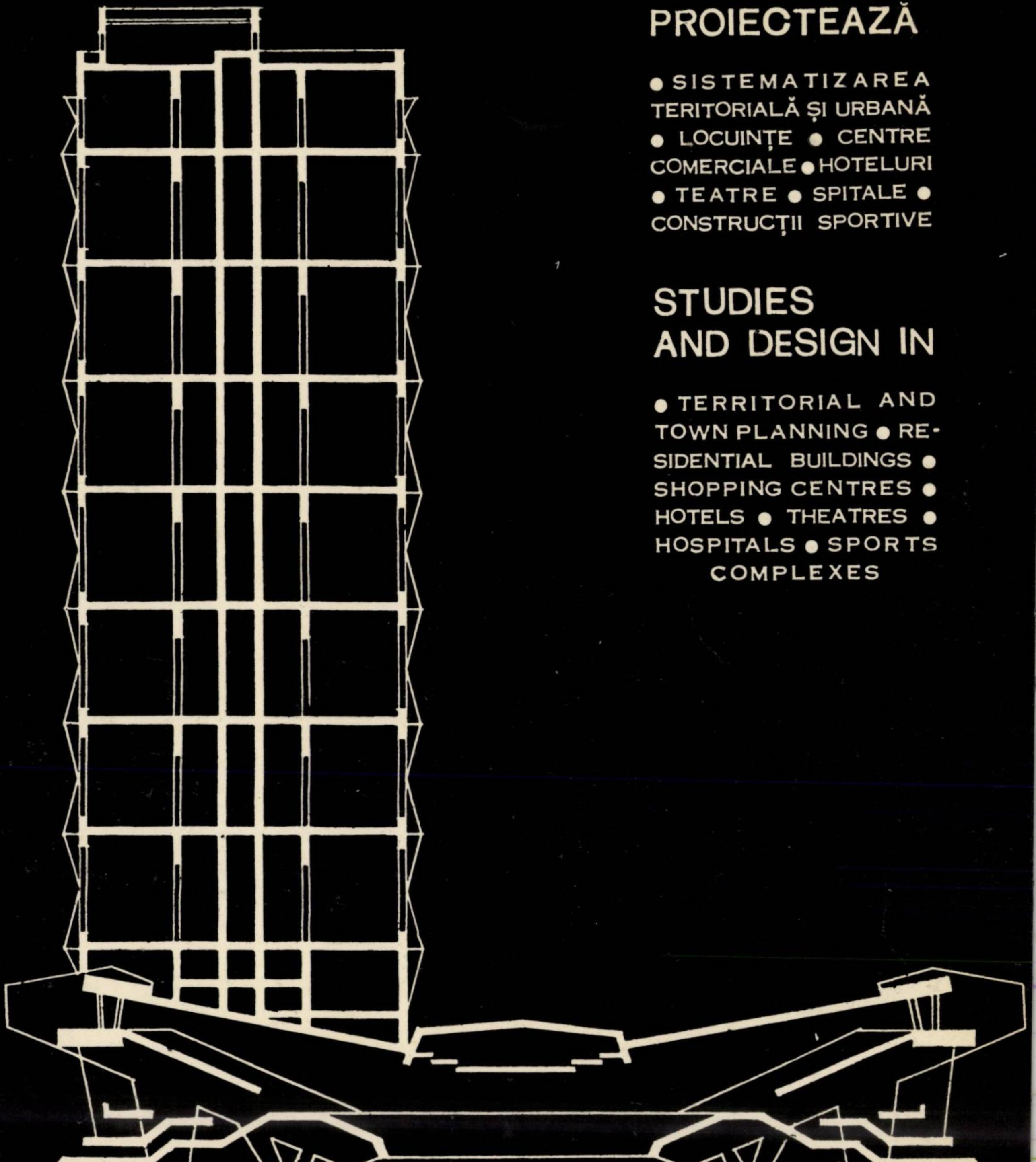
Nu a fost menţionat calculul plăcilor cu ajutorul suprafeţelor de influenţă, iar calculul la rupere (bazat pe teoria liniilor de articulaţii plastice) nu a format o preocupare a lucrării.

Cartea corespunde strict titlului, reprezentînd o culegere de tabele la îndemîna inginerului proiectant. Prin maniera sa clară de prezentare şi prin bogăţia de date pe care o cuprinde, cartea reprezintă un excelent auxiliar pentru birourile de proiectare şi pentru studenţii ultimilor ani ai facultăţilor de construcţii.

Este de menţionat că, în limba română, nu dispunem de o lucrare de acest gen.

Dr. ing. **Mircea V. Soare**

INSTITUTUL DE STUDII ŞI PROIECTARE PENTRU CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE



PROIECTEAZĂ

● SISTEMATIZAREA TERITORIALĂ ŞI URBANĂ ● LOCUINŢE ● CENTRE COMERCIALE ● HOTELURI ● TEATRE ● SPITALE ● CONSTRUCŢII SPORTIVE

STUDIES AND DESIGN IN

● TERRITORIAL AND TOWN PLANNING ● RESIDENTIAL BUILDINGS ● SHOPPING CENTRES ● HOTELS ● THEATRES ● HOSPITALS ● SPORTS COMPLEXES

ISCAS

BUCUREŞTI 22 ● STRADA SNAGOV NR. 53—55 ● TELEFON: 11.78.40

FABRICA DE PREFABRICATE

progresul

10 ani de experiență

2.000.000

M L CONDUCTE DE PRESIUNE DIN BETON
PRECOMPRIMAT PUSE IN FUNCȚIUNE

1970 JUN 19

Caracteristici tehnice
pentru tuburi de presiune pînă la 20 atm

Diametrul nominal (interior) Dn (mm)	400	600	800	1.000
Tubul				
Diametrul exterior al tubului D3 (mm)	484	684	904	1.126
Diametrul exterior al mufei D4 (mm)	612	812	1.052	1.300
Lungimea totală L (mm)	5.145	5.145	5.175	5.175
Greutatea (kg)	875	1.265	2.070	3.085
Garnitura de cauciuc				
Diametrul garniturii (mm)	456	637	637	1.038
Diametrul secțiunii (mm)	20	20	20	25

Fabrica de prefabricate „Progresul“ București a livrat conducte de presiune pentru alimentările cu apă ale orașelor București, Brașov, Constanța, Craiova, Galați, Iași, Oradea ș. a., precum și pentru sistemele de irigație din Bărăgan

Informații și prospecte se pot obține de la Fabrica de prefabricate „Progresul“ București, Șoseaua Giurgiului nr. 5, Jilava. Telefoane: 23.40.40 și 23.38.05

E 1688
04

Organ al
Ministerului
Construcțiilor
Industriale

R

REFERÁLVA

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

4
1970

E 1688

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

4

1970

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

S U M A R

A. ȘESAN, G. d'ALBON, I. CIONGRADI, L. STRAT

R Modelarea comportării construcțiilor la acțiuni seismice folosind un nou tip de platformă vibrantă 169

O. BRAESTER

C Indicatorul consum specific de metal în reducerea efectivă a consumului de metal la proiectarea lucrărilor de construcții montaj . . . 174

E. DIMITRIU-VÎLCEA

R Verificarea la condensul vaporilor pe fața interioară a pereților exteriori neomogeni cu punți termice la clădiri de locuit 178

A. MIHUL, ȘT. ENESCU, V. STANCIU

R Fundații din piloți scurți de beton armat în formă de șurub 185

I. BĂRDESCU

R Vibrogeneratoare mecanice folosite în construcția utilajelor vibratoare pentru compactarea pămînturilor 193

I. BUCUR

R Considerații privind alegerea rațională a macaralelor utilizate la montajul construcțiilor industriale 201

C. DIMITRESCU, A. TANDREU, C. BILCESCU

R Studii privind determinarea aptitudinii la măcinare a materialelor cu aparate de laborator . . 209

N. MIHAIL

R Contribuții în problema stabilirii compoziției optime a cimenturilor pentru betoanele ce se supun tratamentelor termice fără presiune 214

CRONICA

RECENZII

DE PESTE HOTARE

43 305

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE,
organ al Ministerului Construcțiilor Industriale
Redacția: București, str. Episcopiei nr. 9, sector 1, telefon: 16.49.14. Administrația și casieria: C.D.C.A.S., Bd. 1848, nr. 10, sectorul 4. Abonamentele se primesc numai la sediul administrației. Instituțiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 64.03.01.19 S.M.B. — Serv. Decont. Buget Stat — S.5000
REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII
Prețul unui exemplar lei 8

Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1970, conform aprobării D.P.D.P. nr. 10/10556/1970

Tiparul: Întreprinderea Poligrafică „Informația" — București,
c. 5133

SUMMARY

A. SESAN, GERARD D'ALBON, I. CIONGRADI, L. STRAT: Model investigations for determining the behaviour of structures under seismic loads by means of a new type of oscillating platform

The authors describe a new type of oscillating platform specially conceived for testing full scale structures,structural components or large scale models under seismic loads.

O. BRAESTER : The specific steel consumption as an index to be used for effectively bringing down the steel consumption in building and assembly works projects

The article outlines several aspects concerning the implementation of the Decision of the Council of Ministers No. 2980 /1966, the Order No. 003660/1969 issued by the Stte Committee for Building, Architecture and Town Planning and of the Order No. 31/1969 issued by the Ministry for Industrial Building concerning the ways to emphasize in a project the indexes pertaining to the reduction of structural steel consumption.

It is shown that referring to building costs is not always illustrative enough since in the case of a structure entirely made of steel the estimated cost decreases in the same ratio as the weight does, while in the case of other structures it might occur that several factors (foundations, finishing) rise the cost and bring down the steel consumption ratio although no reduction really intervenes.

The author illustrates this situation while referring to the example of a bridge designed in different alternate solutions (steel or reinforced concrete structure). The conclusions include some suggestions as to how technical projects and cost estimates should be worked out in order to better reflect the effective realizations of the designers in their effort to bring down the steel consumption.

EUG. DIMITRIU-VÎLCEA : Control of steam condensation on the interior side of heterogenous exterior walls with thermal bridges

The article deals with the integration of the general heat transfer equation (Fourier) by the analytic step-by-step method or the electric networks analogy method in order to finally determine the temperature field pattern for complex structures of exterior building components.

A. MIHUL, ST ENESCU, V. STANCIU: Foundations with screwshaped short piles of reinforced concrete

The realisation of screwshaped short piles of reinforced concrete, their technology of execution, the carried out tests and the results obtained in practice when realising the foundations for some agricultural structures are presented. The 0,80...1,60 m employed piles, weighing 75...115 kg, of a conic shape, with central gap and the thread wrapped up on the entire height may be manually or mechanically screwed into the soil by means of a simple device of a key shape. They have a bearing capacity of 4 ...8 t, and may be recovered without being damaged. Their casting was made in vertical position in dismountable form made of four longitudinal members braced by two metallic rings each. Their using enables to obtain a 92% reduction of the concrete volume and dead weight and, proportionally, 30... 40% of the cost value, in comparison with the traditional foundations.

I. BARDESCU : Mechanical vibration generators utilized in the construction of vibration tools for earth compaction work

The author of the article suggests a scientifically founded classification of the vibration generators utilised in the construction of vibration tools for earth compaction work.

For each separate model the author makes a description and determines the most favourable application field; he then suggests a nomenclature able to clearly and precisely define the construction of such vibration generators recently introduced in the manufacturing technology of earth compacting tools.

I. BUCUR: Remarks on the rational selection of cranes for the assembly of industrial buildings

Optimization of the range of cranes owned by each separate building and assembly enterprise is a first-rate concern of the building industry.

The author suggests a computation method able to solve this problem; the presentation of the basic theoretical concepts is centred on the data and conclusion of an investigation carried out in order to determine the optimum type and number of cranes required for the assembly of industrial halls for the metallurgic and machine building industries.

C. DIMITRESCU, A. TANDREU, C. BILCESCU: Investigations for determining the grinding aptitude of materials by means of laboratory instruments

The authors of the article describe the tests carried out on two laboratory instruments: the Tonindustrie apparatus and the laboratory mill, and then stress the correlation linking together the results obtained.

N. MIHAIL: Contributions to the problem of choosing the optimum cement composition for concretes heat-cured at atmospheric pressure

This article tackles the problem of cements specially conceived for heat-cured concretes in order to speed up the hardening process.

The author shows the results reached by the investigations carried out in co-operation with the Research Institute for Building and Building Economics; they have enabled him to draw a series of conclusions as to how to choose the optimum composition of such cements and they proved to be very useful for the production of cements suiting the requirements of a prefabricated components plant.

The article also describes a simple and easy to approach method for judging the aptitude of a cement to undergo heat curing.

SOMMAIRE

A. SESAN, GÉRARD D'ALBON, I. CIONGRADI, L. STRAT: Modèles établis pour simuler le comportement des constructions aux actions séismiques au moyen d'un nouveau type de plate-forme vibratoire

Les auteurs décrivent un nouveau type de plate-forme séismique servant aux essais des structures grandeur nature, de sections de construction ou des modèles à large échelle, soumis à l'action des séismes.

O. BRAESTER: Rôle de l'indicateur „consommation spécifique de métal" dans l'èconomie effective de métal lors de l'établissement du projet des travaux de constructions et montage

L'auteur signale quelques aspects ayant trait à l'application de la Décision du Conseil des Ministres No. 2980/1966, à la Décision du CSCAS No. 003660/1969 et à l'Ordonnance du Ministère des Constructions Industrielles qui portent sur la façon de mettre en évidence dans les projets de constructions et montages les indicateurs de réduction de la consommation d'acier dans les constructions.

Il montre que la méthode selon laquelle l'économie d'acier était mise en évidence en la rapportant au coût de la construction n'était pas toujours suffisamment significative car dans le cas des constructions réalisées entièrement en acier, la valeur du devis baisse avec le poids, tandis que dans le cas de constructions d'autre nature, il y a différents facteurs (fondations, finissages) qui peuvent accroître le coût et réduire l'indice rapporté à la consommation de métal, sans qu'il y ait pour autant une réduction effective de métal.

L'auteur donne un exemple d'une telle situation dans le cas d'un pont dont le projet a été établi en différentes variantes (métal, béton armé). Finalement, il fait quelques suggestions sur la manière dont on doit concevoir la documentation technique et économique pour refléter au mieux les économies effectives de métal réalisées par les auteurs du projet de conception.

EUG. DIMITRIU-VÎLCEA : La vèrification de la condensation de la vapeur sur la face intérieure des murs extérieurs hétérogènes à ponts thermiques

L'auteur décrit la méthode analytique des approximations successives et la méthode analogique des réseaux électriques, appliquées pour intégrer le transfert général thermique (équation Fourier), afin d'établir le champ de température dans le cas des assemblages complexes d'éléments extérieurs de construction.

A. MIHUL, ŞT. ENESCU, V. STANCIU: Fondations de piliers courts en beton arme en forme de vis

On présente la composition des piliers courts en béton armé en forme de vis, leur technologie d'exécution, les expérimentations effectuées et les réalisations obtenues en pratique à la composition de certaines fondations pour des constructions agricoles. Les piliers utilisés ont la forme de cône à creux central, ayant le filet développé sur toute leur hauteur. Leur longueur est de 0,80...1,60 m et le poids de 75...115 kg. Ils peuvent être vissés en terrain, par l'intermède d'un dispositif simple en forme de clef, à la main ou mécaniquement. Leur capacité portante est de 4...8 t et ils peuvent être récupérés sans être détériorés. Ils ont été coulés en position verticale, en coffrage démontable composé de quatre éléments longitudinaux qui sont solidarités avec deux anneaux métaliques. Leur utilisation permet, par rapport aux fondations traditionnelles, d'obtenir une réduction du volume de béton, du poids propre en proportion de 92%...95% et du prix de revient de 30%...40%.

I. BĂRDESCU : Vibro-géneratéurs mécaniques utilisés pour la construction d'outillages vibrateurs appliqués au compactage des sols

L'auteur propose une classification scientifique des vibro-générateurs utilisés dans les outillages vibrateurs destinés au compactage des sols.

Pour chaque type, il décrit la construction et recommande le domaine d'emploi ; il propose aussi une terminologie qui désigne plus clairement et avec plus de précision la construction de ces vibro-générateurs, récemment introduits dans la technique du compactage des sols.

I. BUCUR : Considérations sur le choix rationnel des grues utilisées au montage des constructions industrielles

L'optimisation de la structure des parcs de grues entrant dans la dotation des unités de construction et montage constitue une préoccupation primordiale dans la branche de la construction.

L'auteur propose une méthode de calcul pouvant apporter une solution simple du problème ; suivant la méthode suggérée, la présentation des notions théoriques fondamentales est axée sur les données et conclusions d'une investigation effectuée dans le but de déterminer les types et les parcs optimaux de grues nécessaires pour le montage des halls industriels dans les branches de la métallurgie et de la construction de machines

C. DIMITRESCU, A. TANDREU, C. BILCESCU: Etudes portant sur la détermination, par des moyens de laboratoire, du comportement à la moulure des matériaux

Les auteurs décrivent quelques essais entrepris sur deux appareils de laboratoire l'appareil Tonindustrie et le moulin de laboratoire, en montrant la relation qui existe entre les résultats obtenus.

N. MIHAIL : Contributions à l'établissement de la composition optimale des ciments pour les bétons aux traitements thermiques sans pression.

L'auteur s'occupe du problème des ciments destinés aux bétons exécutés par traitements thermiques pour en accélérer la prise.

Il fait un exposé des résultats obtenus à la suite des recherches poursuivies en collaboration avec l'Institut de Recherches et Économie des Constructions, qui lui ont permis de tirer plusieurs conclusions quant au choix des compositions optimales de tels ciments, conlusions très utiles dans l'action d'assimilation des ciments pouvant être produits pas les fabriques d'éléments préfabriqués.

En conclusion, il expose une méthode simple et accessible servant à apprécier l'aptitude des ciments aux traitements thermiques.

INHALT

A. SESAN, GERARD D' ALBON, I. CIONGRADI, L. STRAT : Untersuchungen betreffend das Verhalten von Bauten unter dem Angriff von Erdbebenlasten mit Hilfe einer neuartigen schwingenden Plattform

Die Autoren beschreiben eine neuartige schwingende Platform die dazu dienen soll Tragkonstruktionen im Vollmasstab, Bauteile oder Modelle grosser Abmessungen unter dem Angriff von Erdbebenlasten zu untersuchen.

O. BRAESTER : Die Kennziffer spezifischer Metallverbrauch und seine Roolle in der tatsächlichen Herabsetzung des Metallverbrauchs bei der Projektierung von Bau-und Montagearbeiten

Der Artikel hebt hervor einige Aspekte in Verbindung mit der Durchführung des Beschlusses des Ministerrates No. 2980/1966, des Erlasses des Staatskomitees für Bauwesen, Architektur und Städteplanung No. 003660/1969 und der Verordnung des Ministeriums für Industriebau No. 31/1969 deren allgemeines Ziel ist wie man in den Projekten diejenigen Kennziffern hervorheben soll aus denen sich die Herabsetzung des Metallverbrauchs im Bau ergibt.

Es wird bewiesen dass es nicht immer genügend ausdrucksvoll ist sich auf die Baukosten zu beziehen da im Falle von vollständig aus Metall hergestellten Bauten die Anschlagekosten zugleich mit dem Gesamtgewicht sinken, während bei anderen Bauten gewisse Faktoren (Gründungs-oder Fertigungsarbeiten) eine Erhöhung der Kosten bewirken könne und also die bezogene Kennziffer herabsetzen ohne dass eine tatsächliche Herabsetzung des Metallverbrauchs eintritt.

Der Autor veranschaulicht derartige Situationen an Hand einer Brücke die in verschiedenen Varianten (Metall, Stahlbeton) projektiert wurde. Zum Schluss werden noch einige Vorschläge gemacht in denen erläutert wird wie das technische Projekt und der Kostenanschlag durchgeführt werden sollten um besser die tatsächlichen Errungenschaften der Projektverfasser auf Metallersparniss abgezielt wiederzugeben.

EUG. DIMITRIU-VILCEA : Kondenserscheinungen an der Innenseite heterogener Aussenwände mit thermischen Brücken

Im Artikel wird erörtert die Integration der allgemeinen (Fourierschen) Wärmeübertragungsgleichung unter stetigen wärmetechnischen Bedingungen und Anwendung des analytischen Näherungsverfahrens sowie der Analogie elektrischer Verteilungsnetze ; Ziel der Berechnung ist Bestimmung des Temperaturfeldes für komplex gestaltete Aussenwandteile.

A. MIHUL, ȘT. ENESCU, V. STANCIU: Kurze Pfahl Schraubenfundamente aus Stahlbeton

Man stellt die Ausbildung der kurzen Pfahlschrauben aus Stahlbeton, ihre Herstellungstechnologie, die ausgeführten Versuche sowie die in der Praxis erhaltenen Ergebnisse bei einigen Gründungen für landwirtschaftlichen Bauten dar. Die angewendeten Pfähle sind kegelförmig, mit mittigem Hohlraum, mit Gewinde auf ganzer Höhe. Sie sind 0,8... 1,60 m lang und haben ein Gewicht von 75...115 kg; sie können in die Erde mit einem einfachen Gerät, manuell oder mechanisch, eingeschraubt werden. und haben eine Tragfähigkeit von 4...8 t. Die Pfähle können ohne Beschädigungen wiedergewonnen werden. Sie wurden in vertikaler Lage, in zerlegbarer Schalung aus 4 Längsteilen mit 2 Metallringen zusammengehaftet, eingebracht. Ihre Anwendlung erlaubt eine Reduzierung der Betonmasse sowie des Figengewichtes von 92%, und der Kosten von 30 ...40% im Bezug zu den traditionellen Gründungen.

I. BĂRDESCU : Mechanische Schwingungserreger angewandt im Bau von Schwingungsgeräten für Erdverdichtungsarbeiten

Der Autor des Artikels schlägt vor eine wissenschaftlich begründete Klassifikation der Schwingungserreger angewandt beim Bau von Schwingungsgeräten für Erdverdichtungsarbeiten.

Der Autor beschreibt die Gestaltung, gibt an den optimalen Anwendungsbereich für jede einzelne Type und schlägt schliesslich vor eine entsprechende Terminologie imstande so klar und genau wie nur möglich die Gestaltung dieser vor kurzem in der Technologie der Erdverdichtungsgeräte eingeführten Schwingungserreger zu definieren.

I. BUCUR : Zur zweckmässigen Wahl der Montagekrane im Industriebau die Optimisierung der Gestaltung des Montagekranparks der Bau- und Montageunternehmen interessiert in höchstem Grade die Bauindustrie.

Der Autor schlägt vor ein Rechenverfahren imstande dieses Problem zu lösen; die Erörterung der theoretischen Grundbegriffe ist begründet durch die Ergebnisse und Schlussfolgerungen einer Forschungsarbeit dessen Ziel Bestimmung der optimalen Typen und Anzahl der Montagekrane für den Bau von Industriehallen der Metallurgie und des Maschinenbaus war.

C. DIMITRESCU, A. TANDREU, C. BILCESCU : Zur Bestimmung der Mahlfähigkeit der Stoffe unter Anwendung von Laborapparaten

Die Autoren des Artikels führen vor einige Arbeiten durchgeführt unter Anwendung von zwei verschiedenen Laborapparaten: das Tonindustrie-Apparat und die Laboramühle und heben hervor die Wechselbeziehung zwischen den erlangten Ergebnissen.

N. MIHAIL : Beiträge zur Bestimmung der optimalen Zement zusammensetzung im Falle von unter normalem Druck warmbehandelten Betonen

Der Artikel befasst sich mit denjenigen Zementsorten di- zur Herstellung von Betonen dienen welche letztere warmbehandelt werden um eine Beschleunigung der Erhärtung zu erzielen.

Der Autor macht bekannt fie Ergebnisse die erlangt wurden bei den Forschungsarbeiten durchgeführt in Zusammenarbeit mit dem Forschungsinstitut für Bauwesen und Bauwirtschaft und die ihm ermöglicht haben einige Schlüsse zu ziehen hinsichtlich die Wahl der optimalen Zusammensetzung derartigen Zementsorten — Schlüsse die besonders wertvoll sind um die Herstellung von passendern Zementen für Fertigteilwerke zu veranstallen.

Der Artikel befasst sich ebenfalls mit einem einfachen und leicht zugänglichem Verfahren um die Tauglichkeit einer Zementsorte für Wärmebahenflung zu schätzen.

СОДЕРЖАНИЕ

А. ШЕСАН, ЖЕРАР Д'АЛБОН, И. ЧОНГРАДИ, Л. СТРАТ: Моделирование повеедения зданий и сооружений по воздействию сейсмических усилий используя для этого новый вид вибро — платформы

Авторы представляют новый вид сейсмо- платформы по испытанию несущих схем натурных размеров, частей зданий и сооружений или крупно-масштабных моделей.

О. БРАЕШТЕР: Показатель, удельный расход метала и действительное снижение расхода металла при проектировании строительно-монтажных работ

В статье отмечены некоторые аспекты, связанные с применением Постановления Совета Министров Но 2980i1966 и приказов Но 003660i1970 Государственного Комитета по Делам Строительства, Архитектуры и Градостроительства и Н 31i1969 Министерства Промышленного Строительства относительно способа выявления в проектах показателей, касающихся расхода стали в строительстве.

Указывается на то, что отношение расхода стали к стоимости здания или сооружения не является во всех случаях достаточно выразительным, так как в случае работ, выполненных полностью из стали, сметная стоимость снижается одновременно с уменьшением веса, а при зданиях и сооружениях другого рода, различные факторы (фундаменты, отделка), могут повысить стоимость, что приведёт к снижению показателя расхода металла, без того чтобы этот расход уменшился соответственно в действительности.

Автор иллюстрирует сказанное на примере моста, запроектированного в различных вариантах (металл железобетон).

В заключении сделаны предложения относительно способа, по которому следует составлять технико-экономическую документацию для лучшего отображения действительных достижений проектиров-щиков в отношении экономии металла.

Е. ДИМИТРИУ ВЫЛЧА: Проверка на появление конденсата на внутренних поверхностях неоднородных внешних стен, содержащих термические мостики

В статье изложены аналитический метод постепенных приближений и аналогичный метод электрических сетей для интегрирования при стационарном тепловом режиме общего выполнения проводимости тепла (Фурье) для определения температурного поля при сложных структурах внешних элементов здания или сооружения.

А. МИХУЛ, ШТ. ЕНЕСКУ, В. СТАНЧЮ: Фундаменты из коротких, винтообразных, железобетонных свай

Представлены короткие, винтообразные, железобетонные сваи, технология их изготовления, поставленные эксперименты, результаты, полученные в практике выполнения фундаментов для сельскохозяйственных построек. Использованные сваи имели конический вид с центральной полостью, с резьбой по всей длине (0,80...1,60 м), весом 75...115 кг.; Их можно вывинчивать в грунт вручную или механически, при помощи несложного приспособления в виде ключа, который используется также и для их вывинчивания, без каких-либо повреждений. Несущая способность таких свай 4..8 тонн.

Сваи изготовляются в вертикальном положении, в разборной опалубке, состоящей из четырёх продольных элементов, скреплённых двумя металлическими кругами. Применение свай такого рода позволяет уменьшить — по сравнению с традиционными фундаментами — расход бетона и собственный вес в размерах 92...95 %, а стоимость на 30 %.

И. БЭРДЕСКУ: Механические виброгенераторы, используемые при изготовлении вибраторов для трамбовки грунтов

В статье, автор предлагает научную классификацию виброгенераторов, используемых для вибрирующего грунто-трамбовочного оборудования.

Описывая изготовление и рекомендуемую область применения каждого типа, автор предлагает и терминологию, которая определяла бы наиболее ясно и точно устройство этих виброгенераторов, недавно освоенных техникой грунто-трамбовочного оборудования.

И. БУКУР: Соображения относительно рационального выбора кранов, используемых при монтаже промышленных зданий и сооружений

Первозначительной заботой в строительной отрасли является оптимизация парка кранов строительно-монтажных управлений.

Автор предлагает расчётный метод для решения этой проблемы, в которой описание теоретических основных понятий основываются на данных и выводах исследования, задававшегося целью определения оптимальных видов и парков кранов, необходимых при монтаже промышленных цехов для металлургии и машиностроения.

К. ДИМИТРЕСКУ, А. ТАНДРЕУ, К. БИЛЧЕСКУ: Исследование, проведенное для определения способности помола материалов лабораторными приборами

В статье авторы представляют испытания, произведенные двумя лабораторными приборами, — аппарат Тониндустрия и Лабораторная мельница, — указывая на существующее соотношение между полученными результатами.

Н. МИХАИЛ: К вопросу определения оптимального состава цемента, используемого для бетона, подвергаемого теплообработке без давления

В статье идёт речь о цементах предназначенных для бетона, изготовленного с применением теплообработки, с целью ускорения его твердения.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1983

MODELAREA COMPORTĂRII CONSTRUCŢIILOR LA ACŢIUNI SEISMICE FOLOSIND UN NOU TIP DE PLATFORMĂ VIBRANTĂ

Prof. ing. **Anton Şesan**, prof. ing. **Gérard d'Albon**, ing. **Ioan Ciongradi**, ing. **Lucian Strat**
Institutul politehnic, Facultatea de construcţii Iaşi

I. INTRODUCERE

Amplasarea construcţiilor în regiuni cu grad ridicat de seismicitate pune în faţa proiectantului sarcina complexă a asigurării rezistenţei antiseismice a structurilor în aşa fel încît, fără a mări nejustificat dimensiunile elementelor acestora, să existe siguranţa unei comportări bune în eventualitatea unor mişcări puternice ale scoarţei pămîntului.

Caracterul aleator al mişcării terenului în timpul cutremurelor, precum şi marea varietate a tipurilor de structuri existente şi a celor ce se preconizează a se introduce pe scară largă în viitor, fac ca un calcul dinamic al eforturilor să nu fie totdeauna concludent; procedeele folosite în experimentarea curentă furnizează date utile proiectării, dar numai cu privire la caracteristicile dinamice ale structurii (perioade şi moduri proprii de oscilaţie, amortizarea) şi la distribuţia eforturilor în elementele structurii la acţiuni dinamice apropiate de frecvenţele proprii ale clădirii. Aceste acţiuni exterioare, realizate de generatori de vibraţii forţate periodice, de şocuri provocate în vecinătatea construcţiei, de efectele microseismelor din zona amplasamentului, sînt depărtate — unele ca formă, altele ca intensitate — de mişcarea reală a terenului pe durata unui cutremur.

S-a impus astfel, în ultimii ani, găsirea unor procedee şi instalaţii mai eficace pentru studiul comportării construcţiilor sau a modelelor lor la acţiuni seismice, dezvoltîndu-se o metodologie de încercare a acestora la platforme vibrante cu program seismic.

II. PLATFORMELE VIBRANTE ŞI MODELAREA CONSTRUCŢIILOR SUPUSE ACŢIUNII SEISMICE SIMULTANE

Actualmente se foloseşte o gamă variată de mese şi platforme vibrante, atît pentru cercetările dinamice propriu-zise —încercări pe modele la diverse scări— cît şi la etalonarea aparatelor de măsură a vibraţiilor.

Platformele care funcţionează în prezent [[1], [2], [3], [4], [5], [6]] sînt de capacitate relativ mare şi permit încercarea pe modele de structuri sau porţiuni de clădiri. La majoritatea acestor platforme, mobilitatea se realizează prin suspensii mecanice elastice sau cu articulaţii (lamele din oţel sau tije articulate din oţel). Datorită suspensiei mecanice, care limitează sarcina mobilă, acest tip de platformă nu poate fi utilizat la încercarea construcţiilor în mărime naturală sau a modelelor lor la scară mare.

Referitor la necesitatea încercărilor la scări mari, din analiza relaţiilor de similitudine, care se impun fenomenelor descrise de model, rezultă că pe măsură ce scara dimensiunilor geometrice $\lambda = l_m/l_p$ (indicele m se referă la model, iar indicele p la prototip) scade, scara de similitudine a eforturilor unitare $\beta = \sigma_m/\sigma_p$ scade de asemenea, iar scara acceleraţiilor gravitaţionale $s = g_m/g_p$ trebuie să crească. Acest fapt restrînge posibilitatea obţinerii unor valori măsurabile a deformaţiilor specifice la precizia dorită (pe calea tensometriei electrice, de exemplu) şi impune aplicarea unor acceleraţii suplimentare pentru a compensa acceleraţia gravitaţională. Pentru a elimina aceste neajunsuri, impunînd aceeaşi acceleraţie gravitaţională la model şi prototip ($s = 1$), se obţine relaţia:

$$E_m = \frac{\lambda\delta}{\gamma} E_p \qquad (1)$$

în care

E este modulul de elasticitate longitudinal,

$\delta = \rho_m/\rho_p$ — scara greutăţilor specifice,

$\gamma = \varepsilon_m/\varepsilon_p$ — scara deformaţiilor specifice.

Din relaţia (1) se observă că în cazul cînd scara λ a dimensiunilor geometrice este mică ($\lambda < 1/50 \ldots . 1/100$), scara δ trebuie să fie mare pentru a realiza o scară γ a deformaţiilor specifice cît mai mare, unitară pe cît posibil. Or, raportul dintre greutatea specifică a materialului din model şi a celui din prototip nu poate avea valori prea mari, chiar în cazul folosirii unor ingredienţi grei pentru materialul modelului, deoarece ar rezulta pentru model un modul de elasticitate prea mic în raport cu cel al prototipului.

De exemplu, pentru $\lambda = 1/100$, $\delta = 2$ (pentru beton $\rho_p = 2{,}4$ tf/m^3) şi $\gamma = 1$, rezultă $E_m = 0{,}02\ E_p$. Acest lucru conduce la un material pentru model cu o greutate specifică de 4,8 tf/m^3 şi un modul de elasticitate de aproximativ 5 000 kgf/cm^2. Realizarea unor astfel de materiale nu este deloc simplă, iar modulul de elasticitate scăzut atrage după sine şi un coeficient al lui Poisson prea mare în comparaţie cu cel al betonului (scara de similitudine a coeficienţilor lui Poisson, conform teoriei dimensionalităţii, trebuie să fie unitară).

Deci, pentru a satisface cerinţele $g_m = g_p$ şi $E_m = E_p$ din motivele arătate şi ştiind că

$$g_m = \frac{\beta}{\lambda\delta}\, g_p \qquad (2)$$

în care $\beta = \sigma_m/\sigma_p = E_m/E_p$, este necesară o scară λ mare, care implică astfel un material pentru model cu caracteristici mecanice (modul de elasticitate şi greutate specifică) apropiate de cele ale prototipului a cărui comportare se studiază.

În afară de aceasta, realizarea unei scări a dimensiunilor geometrice cît mai apropiate de unitate permite ca la acţionarea platformei seismice şi la determinarea răspunsului seismic al modelului încercat, distorsiunile provenite din scara de similitudine a timpului să fie reduse simţitor.

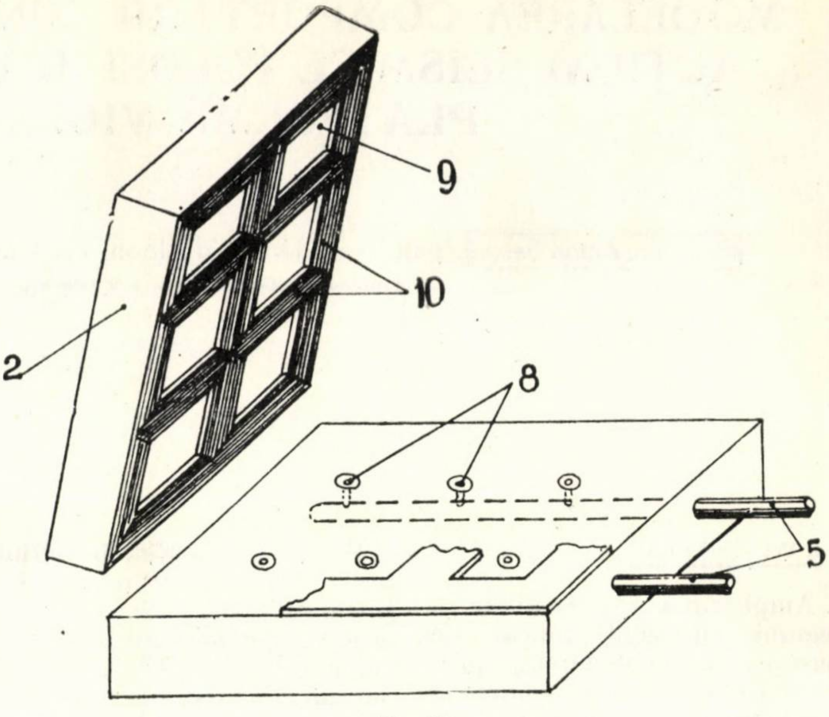


Fig. 2

Astfel, din relaţia

$$\tau = \sqrt{\lambda\gamma}, \qquad (3)$$

în care $\tau = t_m/t_p$ este scara timpului, se observă că pentru o scară λ mare, apropiată de unitate (pentru $\gamma = 1$), scara τ este apropiată de asemenea de unitate, ceea ce face mult mai lesne posibilă înscrierea modelului în domeniul de frecvenţe disponibil al mecanismelor de acţionare (sau realizarea mai uşoară din punct de vedere tehnic şi mai economică a unor astfel de mecanisme), iar răspunsul seismic ce se determină experimental prin măsurători pe model să fie cît mai apropiat de realitate.

Plecînd de la considerentele menţionate pe scurt mai sus, s-a conceput un nou tip de platformă seismică[1]) pentru încercarea la acţiuni seismice a structurilor în mărime naturală, a fragmentelor de construcţii sau a modelelor lor la scară mare [7].

III. PRINCIPIUL DE FUNCŢIONARE AL PLATFORMEI SEISMICE

Principala condiţie a încercării unei construcţii în mărime naturală la acţiuni seismice simulate este aceea de a desprinde complet baza clădirii din teren pentru a i se imprima orice mişcare dorită. Pentru platforma care se prezintă (figura 1 şi figura 2), mobilitatea construcţiei se realizează prin intermediul unei pături de fluid ce se menţine între o platformă mobilă superioară *2*, pe care se construieşte clădirea de încercat *3* şi o platformă fixă orizontală *1*.

Fluidul este adus în spaţiul dintre cele două platforme prin

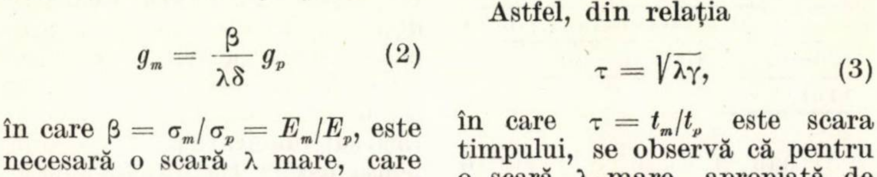


Fig. 1

---

[1]) Brevet R. S. România, titular INCERC. Certificat de autor O.S.I. nr. 51492, autori: G. d'Albon, A. Şesan, I. Ciongradi, L. Strat, Gh. Cahu.

XI.26. 655197

2

7.12.5.

1 foto

I 24224/70 MI-AL 7854.

DIMITRESCU C.
Anygok örlése laboratóriumi
berendezésekkel
Constructii s. Materiale de Constr.
1970. 4.sz. p.209-213

OMK/VITUKI/Pa

1970 DEC -4

[illegible] DEC [illegible]

7.15.2.

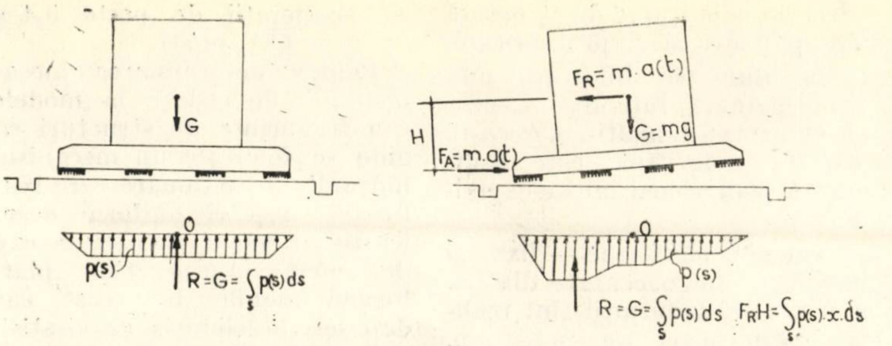


Fig. 3

intermediul unei rețele de țevi exterioare *4* și al unei rețele de țevi *5* plasată într-una din platforme. Vana *6* asigură admisia fluidului (ulei sau, mult mai economic, apa) de la o instalație *7* care poate fi o stație de pompare, hidrofor sau castel de apă.

Pătura fluidă, alimentată pe toată durata experienței din rețeaua de țevi prin intermediul duzelor *8*, are o astfel de presiune încît să compenseze atît încărcarea unitară statică provenită din greutatea construcției de încercat și a platformei mobile (figura 3 a), cît și sarcinile unitare dinamice. Acestea din urmă apar ca urmare a acțiunii cuplului dinamic format din forța de acționare F_A care se aplică platformei mobile —fundației clădirii— și de reacțiunea acesteia F_R care acționează în centrul de greutate al ansamblului platformă mobilă + construcție de încercat (figura 3 b). Cuplul dinamic $F_A \cdot H = F_R \cdot H$ tinde să apropie și să depărteze platforma mobilă de cea fixă pe laturile corespunzătoare direcției și sensului de acționare la un moment dat.

Această „balansare" a părții mobile nu se produce datorită posibilității de autostabilizare a presiunii necesare echilibrării sarcinilor unitare, datorită faptului că fluidul este injectat în compartimentele *9*, separate între ele și de exterior de labirinții *10*, cu rezistență hidraulică convenabilă, ceea ce face ca debitul de fluid ce sosește prin duzele *8* să fie riguros funcție de înălțarea locală a platformei mobile. Astfel, în cazul în care unele porțiuni din laturile platformei mobile ar avea tendința să se apropie de platforma fixă (sarcinile unitare ar fi superioare presiunii păturii fluide), interstițiul dintre cele două platforme — corespunzător conturului compartimentelor laturilor platformei mobile — s-ar micșora, debitul de fluid evacuat din aceste compartimente s-ar micșora de asemenea și, în consecință, ar crește aici presiunea locală atît cît sistemul să rămînă în echilibru. La o tendință de urcare locală a platformei mobile, are loc procesul invers.

Suprafața *11* a platformei fixe, numai sub spațiul de mișcare a labirinților, trebuie să aibă abateri mici față de o suprafață ideală orizontală, funcție de interstițiul admis în timpul funcționării între labirinți și platforma inferioară.

Sistemul de labirinți, care asigură funcționarea autostabilizată a platformei mobile chiar cînd variațiile de sarcină sînt importante și rapide, prezintă și avantajul că întregul proces funcțional se poate prevedea cu suficientă precizie cu elemente de calcul care au o îndelungată verificare practică.

Platforma mobilă poate avea orice formă în plan. Printr-o dimensionare corespunzătoare a instalației de furnizare a fluidului necesar, platforma poate suporta mii de tone forță, funcție de necesitățile de experimentare. Pentru menținerea presiunii statice pe tot timpul funcționării platformei este necesar un debit mare de fluid. Datorită însă duratei mici a unei experimentări (un cutremur puternic durează cca 30 s.), instalațiile energetice corespunzătoare acestui consum de fluid pot fi reduse prin acumularea energiei necesare într-un interval de timp anterior experienței. Fluidul se recuperează prin canalele *12*.

Instalațiile de acționare *13* ale platformei superioare pot fi hidraulice, pneumatice, electromagnetice etc. Aceste mecanisme sînt legate de platforma mobilă prin bieletele *14* pentru a se asigura mișcări în plan programate seismice sau periodice pe două direcții per-

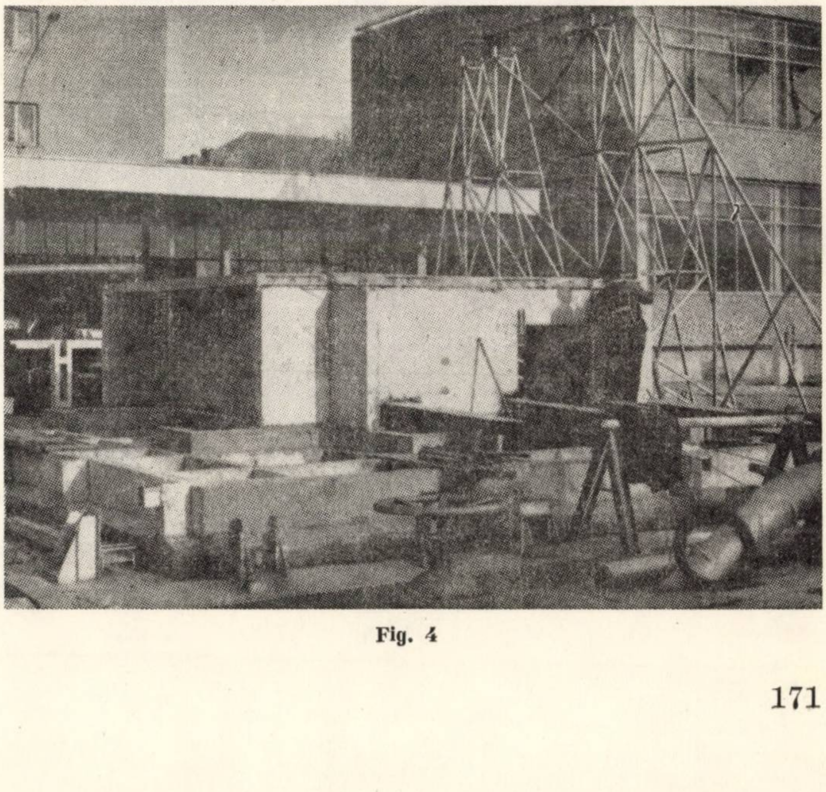


Fig. 4

pendiculare. Mecanismele de acționare se comandă în general electronic [8], deoarece acest sistem de comandă este cel mai convenabil pentru autocorectarea mișcărilor programate (în deplasări, în accelerații sau concomitent în deplasări și accelerații).

IV. REALIZĂRI OBȚINUTE

La Iași, în cadrul Filialei INCERC și a Facultății de construcții, sînt realizate mai multe platforme seismice conform principiului expus la paragraful precedent. Una dintre platforme (figura 4), are dimensiuni în plan de 10 × 10 m și capacitatea de 140 — 200 tf, funcție de distribuția încărcărilor pe platforma mobilă. În figura 4 se observă că pe platformă este în curs de construcție o porțiune de structură din panouri mari prefabricate.

Ca fluid se folosește apa înmagazinată într-un rezervor de 60 m^3 la 8 m înălțime. Această cantitate de apă este suficientă pentru mai multe experimentări.

Ambele platforme — fixă și mobilă — sînt executate din beton armat. Labirinții sînt realizați din plăci de polistiren.

În prezent acționarea platformei mobile se face unidirecțional cu ajutorul mai multor mecanisme, funcție de necesități [8]. Un mecanism de acționare inerțial, cu excentric, realizează mișcări periodice cu amplitudini variabile în trepte de la 0,1 la 1,55 cm și frecvențe pînă la 15 Hz.

Pentru acționarea după program seismic a platformei mobile se utilizează un mecanism electrohidraulic care realizează accelerații de peste 0,4 g (1 g = 9,81 m/s^2).

Pentru determinarea mecanismului de cedare la modele sau fragmente de structuri rigide se folosește un mecanism hidraulic de acționare care realizează mișcări uniform accelerate cu șocuri elastice la cap de cursă. Accelerațiile platformei mobile în acest caz depășesc accelerația gravitației.

O altă platformă seismică (figura 5), de 15 tf capacitate, are forma în plan octogonală, suprafața platformei mobile fiind de 6 m^2. Este alimentată din același rezervor de apă ca și platforma precedentă din care cauză poate funcționa neîntrerupt 15 minute. Platforma are mai multe mecanisme de acționare ce realizează mișcări armonice unidirecționale și de torsiune și mișcări programate de tip seismic.

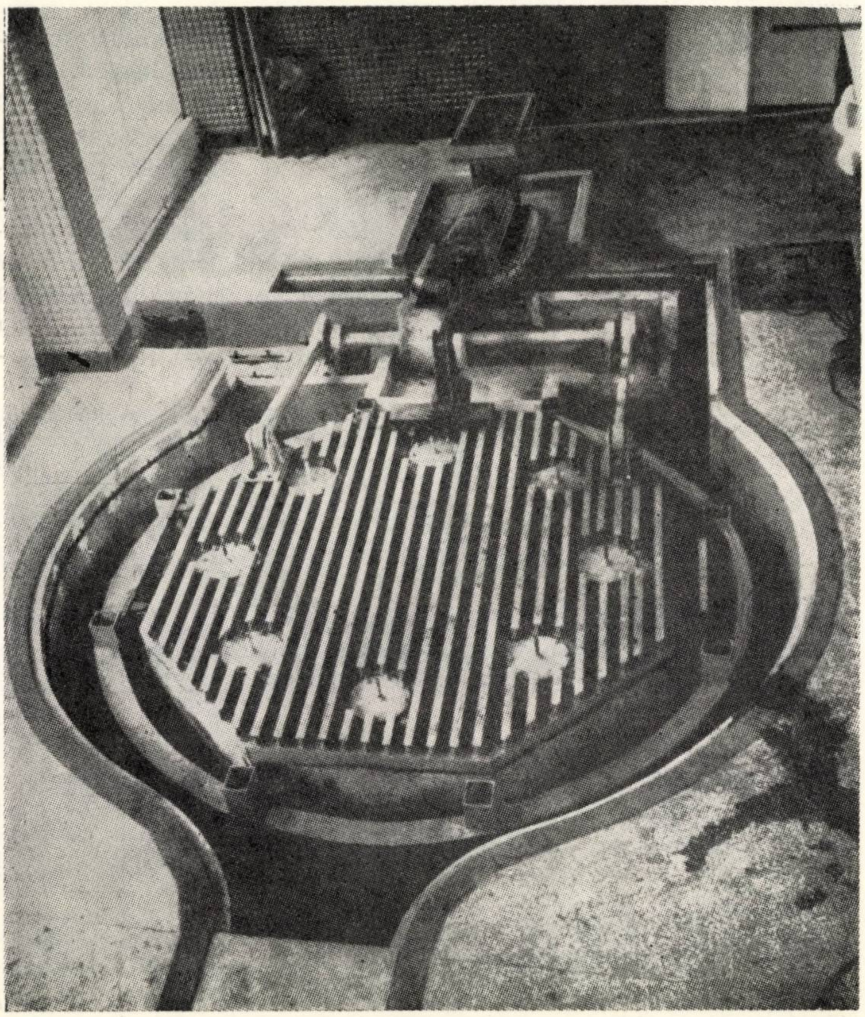


Fig. 5

V. CONCLUZII

Tipul de platformă descris poate fi utilizat pentru încărcări foarte variate ale platformei mobile, de la cîteva zeci de kilograme-forță pentru platforme de laborator, pînă la mii de tone-forță pentru încercarea structurilor în mărime naturală.

Un grup de astfel de platforme, de diverse capacități, reunite într-un stand de încercări seismice, permite studierea prin experimentări repetate pînă la cedare a structurilor sau a modelelor lor realizate la diferite scări de similitudine, complexitatea studiilor fiind funcție, în general, de importanța construcției. Astfel, pentru o construcție unicat, încercarea modelului său la o scară suficient de mare va da rezultate bune în determinarea perioadelor și modurilor proprii și în aprecierea răspunsului seismic. Pentru structurile de mare serie, tipizate, este necesar însă un studiu mult mai aprofundat al comportării lor la acțiunea seismică. Distribuția eforturilor la acțiuni seismice de diferite intensități și mecanismul de cedare trebuie determinate pe un set de modele, structura îmbunătăţindu-se de la model la model, ca în final încercarea pe structura reală să ofere certitudinea rezistenţei cu preţ minim la o acţiune seismică de un grad de seismicitate dat.

Platforma seismică cu pătură de fluid este robustă şi sigură în exploatare, putînd fi construită, ca şi mecanismele sale de acţionare, cu mijloacele tehnice ale întreprinderilor de construcţii. Datorită posibilităţii de acumulare a energiei necesare funcţionării platformei şi mecanismelor sale anterior unui număr de experimentări, puterea instalată, chiar pentru o platformă de foarte mare capacitate, este relativ mică.

În cadrul Filialei INCERC Iaşi şi al Facultăţii de construcţii din Iaşi sînt exploatate curent trei platforme seismice de diverse capacităţi.

Bibliografie

[1] OBERTI G.: *Developement of Aseismic Design and Construction in Italy* by Means of Research on Large Model Test. Pr. I-st. W.C.E.E., Berkeley, 1956.

[2] OBERTI G. LAULETTA E.: *Dinamics Tests on Models of Structures.* Pr. II-nd W.C.E.E., Tokyo, 1960.

[3] AIZENBERG Ia. M.: *Vibroplatforma dlia issledovanii seismostoikosti soorujenii.* Promîşlennoe stroitelstvo, nr. 7, 1963.

[4] DENISOV B. E.: *Ispîtanie modeli v 1/4 naturalnoi velicini na vibroplatforme.* Stroitelnaia mehanika i rasciot soorujenii, nr. 4, 1965.

[5] KUBO K., SATO N.: *Vibration Test of a Structure Supported by Pile Foundation.* Bull. Univ. Tokyo, 1967.

[6] WARD A. M., DAWSON V. R.: *A High Force Shake Table For Earthquake Simulation.* Pr. of International Symposium RILEM, II, Bucureşti 1969.

[7] * * * *Asupra determinării pe cale experimentală a comportării structurilor în diafragme la acţiuni seismice.* Referat INCERC Iaşi, 1964.

[8] * * * *Comportarea construcţiilor supuse acţiunii seismice.* Referate INCERC Iaşi, 1965—1968.

Precomprimarea recipienţilor de presiune de la centrala nucleară de la Wylfa

În concepţia reactorului de la Wylfa, toate elementele componente ale circuitului de gaze pentru răcirea reactorului sînt încorporate în interiorul unui recipient avînd o formă interioară sferică. Geometria suprafeţelor exterioare este dezvoltată pe trei cilindri drepţi, cu un diametru interior de 29 m, cu capace circulare la partea superioară şi inferioară. Grosimea minimă de beton este de 3,4 m, iar presiunea efectivă de lucru este de 27 atm.

Pentru precomprimarea recipienţilor au fost necesari, în total, 4 800 km de toroane, cîntărind 5 000 t. Deoarece la data începerii proiectării nici unul din sistemele de precomprimare existente nu permitea o suficientă concentrare a forţei, s-au întreprins numeroase cercetări: soluţia a fost adoptarea unor fascicule formate din 36 de toroane ∅ 15 mm, cu ancoraje bazate pe o modificare a ancorajului din procedeul Freyssinet pentru 12 ∅ 15 mm.

Cele 36 de toroane — realizate din sîrme de oţel de înaltă rezistenţă, stabilizate — sînt grupate într-o secţiune transversală exagonală cu diametrul maxim de 107 mm. Fasciculele astfel executate sînt legate la exterior cu o elice de sîrmă moale de oţel — pentru a uşura manipularea şi montarea — şi sînt introduse în teci metalice amplasate în beton de la turnare.

Către capete, spre ancoraje, fasciculul de 36 de toroane se împarte în trei fascicule de cîte 12 toroane fiecare care sînt deviate încît să poată fi ancorate separat pe o placă metalică comună. Pretensionarea se efectuează cu ajutorul unui grup de trei prese hidraulice, acţionînd simultan la fiecare capăt al fasciculului. Pretensionarea este executată într-un ritm predeterminat, astfel încît să asigure o creştere uniformă şi gradată a eforturilor.

Pentru a permite scoaterea pentru examinare a fiecărui fascicul şi eventual remontarea lor, nu s-a procedat la injectarea tecilor după pretensionare. În consecinţă, s-a elaborat un sistem de protecţie a fasciculelor împotriva coroziunii, constînd din aplicarea pe toroane — cu ajutorul unei tehnici electrostatice — a unui strat de ceară specială. Acest strat, aplicat chiar de către producătorul toroanelor, este completat cu un alt material de protecţie ce se aplică la şantier după formarea fasciculelor.

La fiecare recipient s-a utilizat un număr total de 1 338 fascicule, la a căror dispunere a fost necesar să se ţină seama de numeroasele goluri tehnologice, inclusiv cele pentru 400 de conducte verticale şi pentru peste 60 de ţevi pentru alimentare şi aburi.

Cel mai mare grup de fascicule, în număr de 528, este cel folosit pentru sistemul vertical, dispus în opt straturi distanţate la aproximativ 30,5 cm, spaţiul minim între fascicule fiind de aproximativ 61 cm. Cele 218 fascicule din capacul superior şi cel inferior au fost dispuse în cinci straturi distanţate tot la aproximativ 30,5 cm. Restul de fascicule, utilizate pentru precomprimarea nervurilor verticale, formează o serie de spirale orizontale, în general în patru straturi distanţate la aproximativ 30,5 cm în 24 × 16 inele de fascicule, fiecare din aceste fascicule înconjurînd jumătate din circumferinţa recipientului ($\alpha = 180°$).

Tecile folosite sînt de două tipuri: cele pentru fasciculele din sistemul vertical şi din capace au un diametru interior de 139 mm şi sînt executate din bandă spiralată de oţel; tecile celorlalte fascicule sînt din ţeavă de oţel fără sudură cu grosimea peretelui de aproximativ 6 mm şi cu diametrul interior tot de 139 mm. Pe suprafaţa interioară a tecilor se aplică un strat de protecţie anticorosivă.

Betonarea pereţilor recipienţilor s-a executat succesiv pe înălţimi de 1,50 m cu excepţia zonei din partea superioară la care această înălţime s-a redus la 0,61 m.

La recenta încercare de recepţie a recipienţilor s-a realizat iniţial o presiune interioară de 2,8 atm, pentru a depista eventualele fisuri. Presiunea a fost apoi ridicată, în cinci trepte, pînă la 34,3 atm, cu 15 % peste presiunea de calcul, care la rîndul ei este cu 10 % mai mare decît presiunea de exploatare. După o oră, presiunea maximă a fost redusă la presiunea atmosferică în decurs de nouă ore, iar la sfîrşit s-a creat şi un vacuum pentru a verifica comportarea structurii şi în această situaţie.

Deplasările şi deformaţiile măsurate cu ocazia încercărilor au fost foarte apropiate de cele prevăzute prin calcul.

(*F.I.P. — Notes*)

Ing. O. Braester
I.P.C.F.

INDICATORUL CONSUM SPECIFIC DE METAL ÎN REDUCEREA EFECTIVĂ A CONSUMULUI DE METAL LA PROIECTAREA LUCRĂRILOR DE CONSTRUCȚII-MONTAJ

1. CÎTEVA CONSTATĂRI ACTUALE

Preocuparea de a reduce efectiv consumul de metal (oțel) în proiectarea și execuția obiectelor de construcții-montaj este îndrumată și controlată prin prevederile HCM 2980/1966, Ordinul CSCAS nr. 003660 din 2.II. 1967 și prin Ordinul nr. 31 al Ministerului Construcțiilor Industriale din 16 decembrie 1969.

Acestea prevăd compararea consumului specific de metal (oțel-beton, oțel profilat etc.) la obiectele proiectate în prezent, cu același consum specific la obiecte ,,similare'' proiectate în anii precedenți, înțelegînd prin consum specific de metal, raportul tone metal/1 milion lei cost deviz, iar prin obiecte *similare*, obiecte cu aceeași funcționalitate, structură și — pe cît posibil — aceeași mărime.

Prin folosirea acestui indicator de comparație se ajunge la unele anomalii, după cum arătăm mai jos :

Astfel, pentru obiecte alcătuite numai din metal, oricare ar fi *reducerea efectivă* de metal ce s-ar realiza, *reducerea consumului specific* ar fi aproximativ nulă, deoarece odată cu reducerea consumului de metal se realizează (aproximativ în aceeași proporție) și reducerea costului de deviz.

În adevăr, dacă în anii precedenți, obiectul proiectat prevedea un consum G tone metal și valoarea de deviz era V, acum consumul de metal $K.\ G$, în care $0<K<1$, conduce aproximativ la reducerea costului de deviz la $K.\ V$ și *consumul specific* rămîne același :

$$\frac{K.G}{K.V}=\frac{G}{V}.$$

Pentru obiecte de construcții-montaj alcătuite din metal și alte materiale, reducerea efectivă a consumului de metal nu se oglindește corect (de multe ori foarte deformat) în consum specific, aceasta depinzînd de o serie de factori independenți de preocuparea și posibilitățile proiectantului în această direcție.

În cele ce urmează arătăm unele aspecte cantitative la cele afirmate mai sus.

2. OBSERVAȚII TEORETICE ASUPRA CONSUMULUI SPECIFIC C_s [tone oțel/1 mil. lei]

Considerăm un obiect construcție-montaj cu următoarele date :

G — greutate în tone metal consumat
V — cost deviz în milioane lei
C_s — consumul specific

$$C_s=\frac{G}{V}.$$

Presupunem că folosind tehnica nouă (oțeluri superioare, sudură, piese pretensionate, metode noi de calcul etc.) reuşim să reducem consumul de metal, la acelaşi obiect, de la G la G' astfel încît

$$G' = \alpha G. (1 > \alpha > 0)$$

Notăm : $V(V')$ — consumul celorlalte lucrări cuprinse în obiect, în afară de costul oţelului ;

p — costul pentru 1 t oţel pusă în operă.

$$\frac{v}{V} = \beta \text{ şi } v = \beta V \ (1 > \beta \geqslant 0)$$

(Observăm că $\beta = 0$ în cazul construcţiilor exclusiv din metal).

Rezultă :

$$V = pG + v = pG + \beta V \text{ şi } pG = V(1 - \beta).$$

În cazul cînd restul lucrărilor cuprinse în obiectul cu oţel mai puţin, rămîne acelaşi (adică $v' = v$) şi notăm V' valoarea întregului obiect cu cantitatea de oţel redusă, rezultă :

$$V' = pG' + v' = p\alpha G + \beta V = \alpha(1 - \beta) V + \\ + \beta V = V[\alpha(1 - \beta) + \beta]$$

$$\frac{V'}{V} = \alpha(1 - \beta) + \beta \text{ şi}$$

$$C'_s = \frac{G'}{V'}, \text{ iar } \frac{C'_s}{C_s} = \frac{G'}{G} x \frac{V}{V'} \alpha x \frac{1}{\alpha(1 - \beta) + \beta},$$

Notăm $R_e = 100 \dfrac{G - G'}{G}$

$R_e = 100(1 - \alpha)$ reducerea procentuală a consumului efectiv de metal şi

$$R_s = 100 \frac{C_s - C'_s}{C_s}$$

$$R_s = 100\left(1 - \frac{C'_s}{C_s}\right) =$$

$$= 100(1 - \alpha) \frac{\beta}{\alpha(1 - \beta) + \beta}$$

reducerea procentuală a consumului *specific* de metal.

Notăm :

$$\frac{\beta}{\alpha(1 - \beta) + \beta} = K \qquad (1)$$

$$\text{şi } R_s = R_e \cdot K. \qquad (2)$$

Arătăm mai jos o tabelă cu valorile K pentru diferitele valori ale lui α şi β, deduse din formula (1).

Din formulele (1) şi (2) şi tablourile numerice de mai jos rezultă următoarele concluzii principale :

Tabelă cu valori K conform formulei (2)

β	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
K	0 $\frac{1}{1+9\alpha}$	$\frac{1}{1+4\alpha}$	$\frac{1}{1+\frac{7}{3}\alpha}$	$\frac{1}{1+\frac{6}{4}\alpha}$	$\frac{1}{1+\alpha}$	$\frac{1}{1+\frac{4}{6}\alpha}$	$\frac{1}{1+\frac{3}{7}\alpha}$	$\frac{1}{1+\frac{1}{4}\alpha}$	$\frac{1}{1+\frac{1}{9}\alpha}$
$\alpha = 0,9$ $K =$	0 0,11	0,22	0,32	0,42	0,52	0,62	0,71	0,82	0,91
$\alpha = 0,8$ $K =$	0 0,12	0,24	0,35	0,46	0,55	0,65	0,74	0,83	0,92
$\alpha = 0,7$ $K =$	0 0,14	0,26	0,38	0,49	0,59	0,68	0,77	0,86	0,93

Tabelă cu valori numerice R_e% şi R_s% conform formulei (2)

β / α	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	
0,9	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	R_e %
	0	1,1	2,2	3,2	4,2	5,2	6,2	7,1	8,2	9,1	R_s %
0,8	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	R_e %
	0	2,4	4,8	7,0	9,2	11,0	13,0	14,8	16,6	18,4	R_s %
0,7	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	R_e %
	0	4,2	7,8	11,4	14,7	17,7	19,4	23,1	25,8	27,3	R_s %

2.1. Pentru $\beta = 0$ (construcţii exclusiv din metal) rezultă $K = 0$, adică, pentru asemenea obiecte nu se poate realiza nici o reducere a consumului specific de metal, oricît de mare ar fi reducerea consumului efectiv de metal ($R_e = 0$).

2.2. Pentru orice altă construcţie se constată $1 > K \geqslant 0$, adică reducerea procentuală a consumului specific R_s este mai mică decît reducerea procentuală a consumului efectiv R_e.

2.3. În cazul cînd comparaţia se face între construcţii nu perfect similare (în studiul nostru de mai sus obiectele au fost identice), pentru obiecte în care $v' > v$, se poate obţine $K > 1$, adică $R_s > R_e$, şi deci în asemenea cazuri se realizează reducerea consumului specific fără chiar să fie realizată nici o reducere a consumului efectiv de metal. Concret, dacă costul construcţiei proiectate este mai mare decît al acelei similare cu care se compară (din cauză că fundaţiile, finisajele etc. sînt mai scumpe), se realizează reducerea consumului specific de metal chiar dacă nu s-a realizat reducerea consumului efectiv de metal.

2.4. *Consumul specific* de metal nu oglindeşte efortul proiectantului pentru reducerea *consumului efectiv*, datorită intervenţiei factorilor α, β arătaţi mai sus şi $v' \neq v$, care factori sînt impuşi de condiţii locale de execuţie, exploatare etc. care diferă de la obiecte cu aceeaşi structură şi funcţionalitate.

3. CONSTATĂRI ASUPRA REDUCERII CONSUMULUI EFECTIV DE OŢEL LA I.P.C.F.

Pentru reducerea consumului de oţel la proiectarea obiectelor de construcţii-montaj, în institutul de proiectare C. F. se folosesc următoarele metode principale :

3.1. Folosirea oţelului superior, înlocuirea nituirii prin sudură, asamblări cu buloane de înaltă rezistenţă, piese pretensionate etc. în măsura în care constructorul dispune de tehnica corespunzătoare şi se poate aproviziona cu sortimentele de materiale necesare.

3.2. Folosirea de structuri de formă şi dimensiuni care conduc la economie de oţel prin : reduceri de deschideri, forme raţionale, reduceri de cantităţi de oţel constructiv etc.

3.3. Înlocuirea structurilor metalice cu structuri de beton armat monolit sau pretensionat, în măsura în care funcţionalitatea şi viabilitatea obiectelor respective permit acest lucru.

Experienţa de pînă acum ne arată următoarele :

Metoda arătată la punctul 3.1 — conduce în ansamblu la reducere de consum efectiv de oţel puţin important faţă de obiectele proiectate anterior, deoarece ea a fost folosită în anumită măsură şi în acea perioadă, iar în prezent se caută extinderea posibilităţilor folosirii acestei metode prin organizarea corespunzătoare a întreprinderilor de construcţii.

Metoda arătată la punctul 3.2 — realizează reduceri de consum de oţel mai substanţiale, chiar dacă uneori duce la scumpirea obiectului.

Metoda arătată la punctul 3.3 — realizează reducerile de consum de oţel cele mai substanţiale.

Pentru punerea în evidenţă a celor arătate mai sus să luăm un exemplu :

Temă de proiectare: un pod de c. f. peste un pîrîu.

Se studiază următoarele patru soluţii :

3.3.1 — Pentru evitarea construirii unei pile intermediare cu execuţie dificilă a fundaţiei (mult sub nivelul apei) se propune executarea unei singure deschideri de 40 m, care din cauza înălţimii de construcţie mică se realizează printr-o grindă cu zăbrele cale jos.

Deci : — Suprastructura G. z. c. j. nituită
$l = 40$ m
— Infrastructura 2 culee cu înălţime mică

3.3.2 — Acelaşi pod cu:

— Suprastructura G. z. c. j. sudată şi asamblată pe şantier cu buloane de înaltă rezistenţă
— Infrastructura 2 culee cu înălţime mică

3.3.3 — Soluţia cu pilă intermediară. Rezultă pentru suprastructuri 2 grinzi cu inimă plină sudate cu calea sus, şi pentru infrastructuri aceleaşi 2 culee şi 1 pilă intermediară.

Deci : — Suprastructura G. i. p. c. s.
$l = 2 \times 20$ m
— Infrastructura 2 culee + 1 pilă intermediară

3.3.4 — Două tabliere din beton armat pretensionat

— Suprastructura b. a. pretensionat
$l = 2 \times 20$ m.
— Infrastructura 2 culee + 1 pilă intermediară

Punînd alăturat elementele celor patru soluţii, obţinem tabela de mai jos.

În perioada 1964 — 1966, pentru consideraţii economice şi din lipsa mijloacelor tehnice pentru

Tabelă cu elementele celor patru soluţii studiate

Nr. crt.	Denumirea elementelor proiectate		I GZCJ $l = 40$ m nituită	II GZCJ $l = 40$ m sudată	III GIPCS $l = 2 \times 20$ sudată	IV Tablier beton pretensionat $l = 2 \times 20$
1	Valoarea deviz mil. lei	$V =$	0,95	0,85	0,98	1,35
2	Consum oţel tone	$G_b =$	1	1	2	43
3	Consum oţel profile t	$G_p =$	110	95	55	0
4	Consum total oţel tone	$G_o = G_b + G_p =$	111	96	57	43
5	Consum specific oţel-beton $\frac{\text{t}}{\text{1 mil. lei}}$	$C_b = \frac{G_b}{V}$	1,05	1,18	2,03	31,8
6	Consum specific oţel profile $\frac{\text{t}}{\text{1 mil. lei}}$	$C_p = \frac{G_p}{V}$	115,50	111,80	56,20	0
7	Consum specific total oţel $\frac{\text{t}}{\text{1 mil. lei}}$	$C_o = \frac{G_o}{V}$	116,55	112,98	58,23	31,8
8	Reducerea ⊖ (sporirea ⊕) procentuală a consumului specific oţel-beton faţă de soluţia I $Rb\,\% =$		—	+12,45	+93,40	+2930
9	Reducerea ⊖ (sporirea ⊕) procentuală a consumului specific oţel profile, faţă de soluţia I $Rp\,\%$		—	— 3,20	−51,30	−100,00
10	Reducerea ⊖ (sporirea ⊕) procentuală a consumului specific total oţel faţă de soluţia I $Ro\,\% =$		—	— 3,06	−49,90	— 72,70

executarea tablierelor metalice sudate (lipsa sortimentelor necesare de oţel calmat) am fi ales soluţia I.

În prezent, în urma prevederilor HCM şi ordinelor în vigoare noi alegem soluţia IV (b.a. pretensionat) deoarece se execută cu cantitatea cea mai mică de oţel. Această alegere pe care o considerăm în spiritul HCM 2090/1966 se izbeşte de următoarele dificultăţi:

1. Potrivit instrucţiunilor verbale primite din partea ministerului nu putem compara soluţia IV cu soluţia I, deoarece aceste obiecte nu sînt similare şi deci nu o putem compara decît cu o soluţie de pod tot cu tabliere de beton armat pretensionat şi cu deschideri de $l = 20$ m. În asemenea condiţii nu putem realiza reducerea cerută a consumului specific de oţel-beton de HCM decît în cazul cînd datorită condiţiilor locale creşte în aceeaşi proporţie costul podului, prin creşterea costului infrastructurii.

Adică realizarea consumului specific prin factori independenţi de varianta aleasă şi efortul proiectantului.

2. În cazul cînd se admite comparaţia cu soluţia I din 1964 — 1966 se realizează şi se depăşeşte reducerea procentuală de 15% a consumului specific de oţel profilat (reducere 100%), dar nu se realizează reducerea de oţel-beton de 10%, ci, dimpotrivă, constatăm un surplus al consumului specific de 2930%. Aceeaşi dificultate şi în soluţiile II şi III.

Această dificultate *formală* este înlăturată dacă se ia în consideraţie consumul specific total de oţel (oţel-beton + oţel profile) unde se constată o reducere a consumului de 72,70%

4. PROPUNERI

Din cele arătate mai sus, pentru realizarea unor economii maximale de metal în spiritul HCM 2980/1966 facem următoarele propuneri:

4.1 — Memoriile tehnice ale proiectelor de execuţie să cuprindă un capitol special intitulat ,,Reducerea consumului de metal'' în care să se arate ce s-a prevăzut pentru reducerea consumului de oţel şi de ce nu s-a putut eventual adopta o altă soluţie, care ar fi condus la un consum şi mai redus de oţel.

4.2. — Pentru ca consumurile specifice (tone/1 mil. lei) să poată oglindi eforturile proiectanţilor de a reduce consumul de metal, comparaţia proiectelor întocmite cu acele pentru obiecte similare întocmite în anii precedenţi nu trebuie făcută pe obiecte singulare ci pe grupe cît mai cuprinzătoare de obiecte, de exemplu poduri; podeţe; clădiri feroviare etc.

În modul acesta se elimină, prin compensare, factorii locali sau întîmplători care nu pot fi influenţaţi de proiectanţi.

VERIFICAREA LA CONDENSUL VAPORILOR PE FAŢA INTERIOARĂ A PEREŢILOR EXTERIORI NEOMOGENI CU PUNŢI TERMICE LA CLĂDIRI DE LOCUIT

Ing. **Eugen Dimitriu Vîlcea**
INCERC

INTRODUCERE

În perioadele aspre ale iernilor, la unele clădiri executate din panouri mari s-au produs fenomene de condens al vaporilor pe suprafaţa interioară a pereţilor exteriori în dreptul porţiunilor cu rezistenţe mici la transmisia termică, care creează aşa-numitele ,,punţi termice''.

Panourile folosite la aceste clădiri sînt de tipul în trei straturi, stratul exterior şi cel interior fiind de beton armat, iar stratul median, cel termoizolator, fiind din plăci de vată minerală semirigidă. Îmbinările dintre panouri (stîlpişori şi centuri de beton armat turnat), precum şi plăcile planşeului din interior care ies în consolă la loggii şi balcoane, unde pereţii exteriori sînt întrerupţi, constituie punţi termice.

Pentru a se evita apariţia fenomenelor de condens a trebuit să se amelioreze din punct de vedere termotehnic clădirile cu pereţii exteriori din panouri mari în dreptul acestor punţi termice.

Teoretic, pentru evitarea condensului superficial la pereţii exteriori este necesar şi suficient ca temperatura pe faţa interioară a acestora v_i să nu coboare în nici un punct sub limita denumită temperatură de condensare v_r.

Elementul important în combaterea condensului superficial îl constituie alcătuirea corectă în ceea ce priveşte omogenizarea comportării termice a pereţilor exteriori în dreptul punţilor termice.

Constructiv, ,,punţile termice'' pot fi grupate în :

— punţi de fereastră, situate pe conturul ferestrelor şi uşilor-ferestre ;

— punţi de colţ, situate la îmbinările verticale şi orizontale dintre panouri ;

— punţi de cîmp, create de nervurile de legătură dintre placa exterioară şi cea interioară de beton armat ale panourilor, mărginite de o parte şi de alta de zone termoizolate.

În exploatare, aceste punţi termice s-au comportat diferenţiat, şi anume : cele mai periculoase au fost punţile de la buiandrugii ferestrelor şi uşilor-ferestre, iar cele mai avantajoase, punţile curente, îndeosebi cele din apropierea corpurilor de încălzire.

A. METODE PENTRU DETERMINAREA CÎMPULUI DE TEMPERATURĂ STAŢIONAR PLAN

Comportarea termotehnică a punţilor termice, precum şi îmbunătăţirea alcătuirii panourilor mari în dreptul acestora au fost studiate prin stabilirea cîmpului de temperatură plan în regim staţionar, exprimat prin ecuaţia conducţiei căldurii (Fourier).

Au fost folosite două metode :

— metoda analitică a aproximaţiilor succesive sau a diferenţelor finite şi

— metoda modelării prin reţele electrice.

1. Metoda aproximaţiilor succesive (Seidel)

Metoda aproximaţiilor succesive prin diferenţe finite se bazează pe integrarea ecuaţiei generale a conducţiei căldurii (Fourier) în regim staţionar cu ajutorul diferenţelor finite :

$$\frac{\Delta_x}{\Delta x}\left(\lambda_x \frac{\Delta v}{\Delta x}\right) + \frac{\Delta_y}{\Delta y}\left(\lambda_y \frac{\Delta_y v}{\Delta y}\right) = 0. \qquad (1)$$

Fiecare termen al sumei reprezintă variaţia fluxului de căldură unitar în punctul (x, y) după cele două axe de coordonate.

În regim de temperatură staţionar, această sumă fiind egală cu zero, înseamnă că suma fluxurilor de căldură unitare care se transmit în punctul considerat (x, y) este egală cu suma tuturor fluxurilor de căldură unitare care se transmit din punctul considerat.

Din bilanţul termic al fluxurilor de căldură unitare în regim staţionar în jurul nodului 0 (x, y) în cazul unui element de construcţie neomogen, peste care se suprapune reţeaua cu pasul Δ_1, Δ_2 pe direcţia axei $x-x$ şi cu pasul Δ_3, Δ_4 pe direcţia axei $y-y$ (fig. 1), se obţine expresia temperaturii în punctul (x, y) :

$$v_{x,y} = \sum_{i=1} r_i v_i \qquad (2)$$

în care :

$$r_1 = \frac{0{,}5\,(\Delta_1 + \Delta_2)\,\Lambda_1}{0{,}5\,(\Delta_1 + \Delta_2)\,(\Lambda_1 + \Lambda_2) + 0{,}5\,(\Delta_3 + \Delta_4)\,(\Lambda_3 + \Lambda_4)} \qquad (3)$$

$$r_2 = \frac{0{,}5\,(\Delta_1 + \Delta_2)\,\Lambda_2}{0{,}5\,(\Delta_1 + \Delta_2)\,(\Lambda_1 + \Lambda_2) + 0{,}5\,(\Delta_3 + \Delta_4)\,(\Lambda_3 + \Lambda_4)} \qquad (4)$$

$$r_3 = \frac{0{,}5\,(\Delta_3 + \Delta_4)\,\Lambda_3}{0{,}5\,(\Delta_1 + \Delta_2)\,(\Lambda_1 + \Lambda_2) + 0{,}5\,(\Delta_3 + \Delta_4)\,(\Lambda_3 + \Lambda_4)}, \qquad (5)$$

$$r_4 = \frac{0{,}5\,(\Delta_3 + \Delta_4)\,\Lambda_4}{0{,}5\,(\Delta_1 + \Delta_2)\,(\Lambda_1 + \Lambda_2) + 0{,}5\,(\Delta_3 + \Delta_4)\,(\Lambda_3 + \Lambda_4)}. \qquad (6)$$

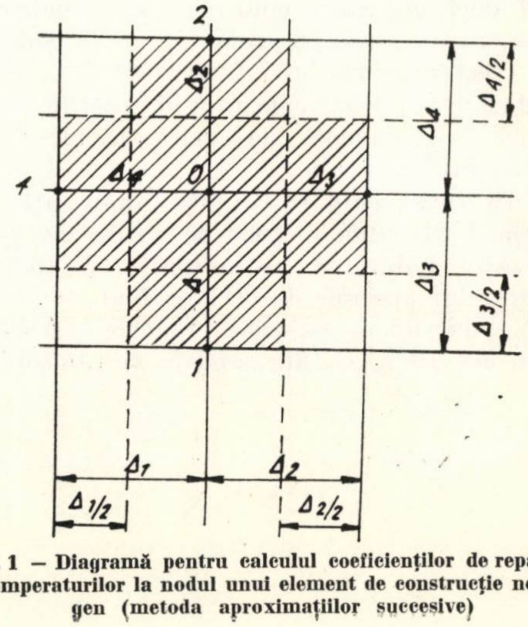
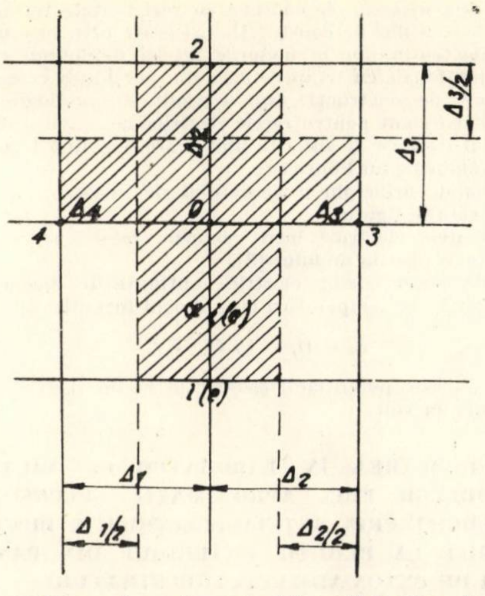


Fig. 1 – Diagramă pentru calculul coeficienţilor de repartiţie a temperaturilor la nodul unui element de construcţie neomogen (metoda aproximaţiilor succesive)



2
Δ3/2
Δ2/2
Δ3
Δ4
0
Δ2
4
3
α 1(e)
1(e)
Δ1
Δ2
Δ 1/2
Δ2/2

Fig. 2 – Diagramă pentru calculul coeficienţilor de repartiţie a temperaturilor la nodul de pe suprafaţa exterioară a elementului de construcţie

În cazul cînd punctul 0 se găseşte pe suprafaţa exterioară sau interioară a elementului de construcţie (fig. 2), relaţia (1) în care se introduc condiţiile:

$$\Lambda_1 = \alpha$$

$$\Delta_4 = 0$$

devine:

$$r_1 = r_e = \frac{0,5\,(\Delta_1 + \Delta_2)\,\alpha}{0,5\,(\Delta_1 + \Delta_2)\,(\alpha + \Lambda_2) + 0,5\,\Delta_3'(\Lambda_3 + \Lambda_4)}\,. \tag{7}$$

În expresiile generale de mai sus se deosebesc multiple cazuri pentru calculul permeabilităţii termice între două puncte vecine [2].

Ecuaţiile (2) formează un sistem neomogen cu atîtea ecuaţii cîte necunoscute există, care, pentru rîndul E_j de noduri, au forma următoare:

$$
\begin{aligned}
{}_{(j,1)}E_{j,1} &= -\,v_{j,1} + r_{j,2}\,v_{j,2} + r_{j+1,1}\,v_{j+1,1} + r_{j-1,1}\,v_{j-1,1} + \\
&\quad + r_{j,1'}\,v_{j,1'} = 0 \\
{}_{(j,2)}E_{j,2} &= r_{j,1}\,v_{j,1} - r_{j,2} + r_{j,3}\,v_{j,3} + r_{j+1,2}\,v_{j+1,2} + \\
&\quad + r_{j-1,2}\,v_{j-1,2} = 0
\end{aligned} \tag{8}
$$

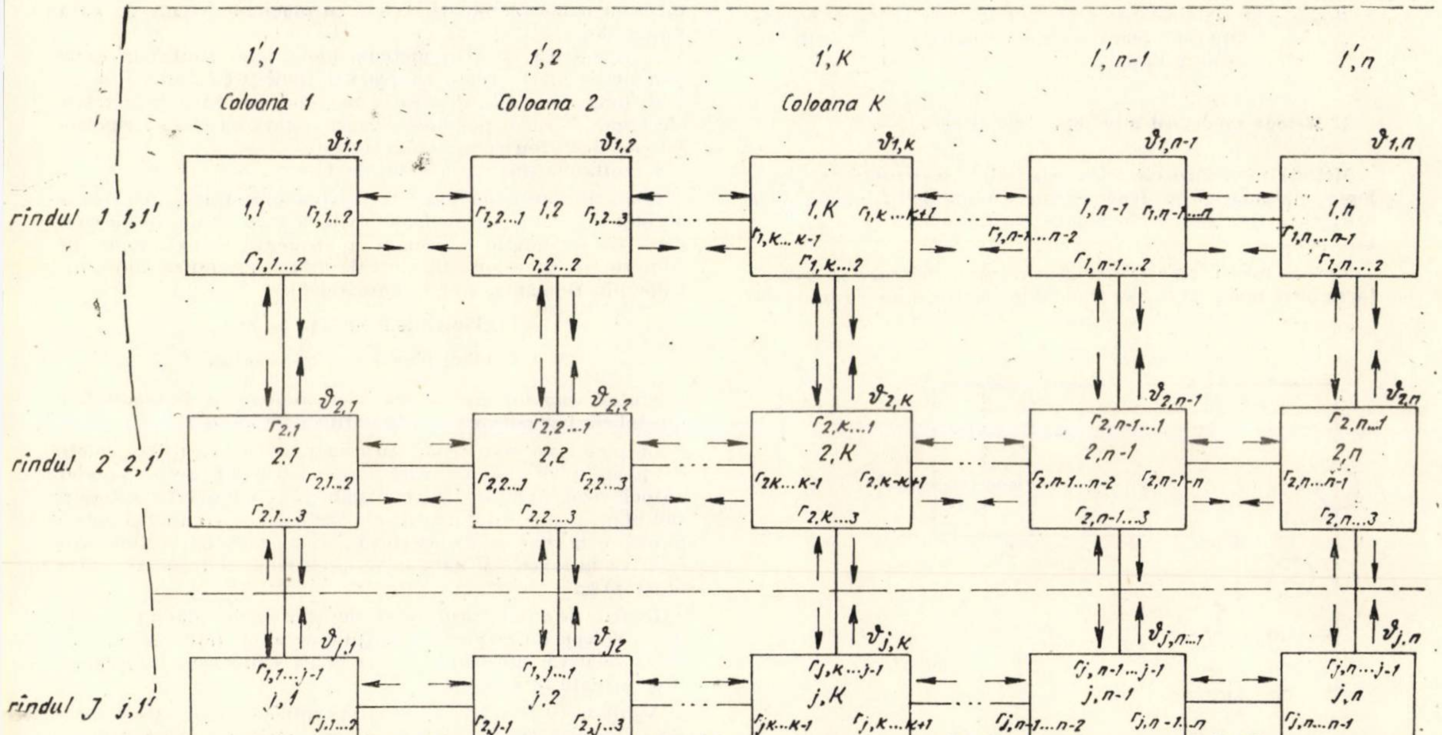
....

$$
\begin{aligned}
(j,K)\;E_{j,k} &= r_{k-1}\,v_{j,k-1} - v_{j,k} + r_{j,k+1}\,v_{j,k+1} + \\
&\quad + r_{j+1,k}\,v_{j+1,k} + r_{j-1,k}\,v_{j-1,k} = 0.
\end{aligned}
$$

Stabilirea cîmpului de temperatură constă în rezolvarea acestui sistem de ecuaţii liniare, necunoscute fiind valorile temperaturii din nodurile reţelei, iar termenii liberi fiind produsele dintre temperaturile cunoscute de pe contur şi coeficienţii lor de repartiţie.

Sistemul de ecuaţii (8) se rezolvă prin metoda aproximaţiilor succesive, fiecare necunoscută principală calculîndu-se în toate treptele de calcul din ecuaţii de tipul (2) şi respectiv (7). Schema de calcul cu coeficienţii de transmitere a temperaturilor în nodul (j, k) este dată în figura 3.

Metoda de calcul a valorii v_0 prin aproximaţii succesive constă în aproximarea iniţială a temperaturilor v_j^0 ($j = 1, 2, 3 \ldots$) în toate nodurile care nu vor satisface în general sistemul de ecuaţii de tipul (2) şi (7) şi calcularea succesiv în trepte de aproximare a valorilor v_j^1, $v_j^2 \ldots$ în toate rîndurile pînă în momentul în care pentru fiecare nod valorile consecutive



1',1
1',2
1',K
1',n-1
1',n
Coloana 1
Coloana 2
Coloana K
rindul 1 1,1'
rindul 2 2,1'
rîndul J j,1'
ϑ1,1
ϑ1,2
ϑ1,K
ϑ1,n-1
ϑ1,n
1,1
r1,1...2
r1,1...2
r1,2...1
1,2
r1,2...3
r1,2...2
1,K
r1,K...K+1
r1,K...K-1
r1,K...2
1,n-1
r1,n-1...n
r1,n-1...n-2
r1,n-1...2
1,n
r1,n...n-1
r1,n...2
ϑ2,1
ϑ2,2
ϑ2,K
ϑ2,n-1
ϑ2,n
r2,1
2.1
r2,1...2
r2,1...3
r2,2...1
2,2
r2,2...1
r2,2...3
r2,2...3
r2,K...1
2,K
r2,K...K-1
r2,K...K+1
r2,K...3
r2,n-1...1
2,n-1
r2,n-1...n-2
r2,n-1...n
r2,n-1...3
r2,n...1
2,n
r2,n...n-1
r2,n...3
ϑj,1
ϑj,2
ϑj,K
ϑj,n-1
ϑj,n
r1,1...j-1
j,1
rj,1...2
rj,1...j+1
r1,j...1
j,2
r2,j-1
r2,j...3
r2,j+1
rj,K...j-1
j,K
rj,K...K-1
rj,K...K+1
rj,K...j+1
rj,n-1...j-1
j,n-1
rj,n-1...n-2
rj,n-1...n
rj,n-1...j+1
rj,n...j-1
j,n
rj,n...n-1
rj,n...j+1

Fig. 3 – Diagrama repartiţiei temperaturilor între noduri în cazul general

v_j^n, v_j^{n+1} vor diferi între ele în limitele aproximației dorite și deci temperaturile v_j^n vor satisface sistemul de ecuații de tipul (2) și (7).

În metoda aproximațiilor succesive, pentru obținerea valorii temperaturii aproximate de ordinul K se poate proceda astfel :

— introducînd în membrii din dreapta ai ecuațiilor aproximațiile v_j^{k-1} de ordinul $k-1$ pentru valorile tuturor necunoscutelor, sau

— introducînd în membrii din dreapta aproximațiile v_j^{k-1} de ordin $k-1$ pentru valorile necalculate încă și aproximațiile v_j^k de ordinul K pentru valorile necunoscutelor deja calculate, sau

— introducînd în treptele de calcul succesiv valorile corecțiilor de tipul $\Delta v_j' = v_j' - v_j^0$, astfel încît :

$$v_j = v_j^0 + \Delta v_j^1 + \Delta v_j^2 + \ldots \tag{9}$$

În baza temperaturilor de pe suprafața interioară a porțiunii elementului de construcție analizat $v_{i\,med}$, calculate prin metoda aproximațiilor succesive se poate stabili rezistența la transmisie termică :

$$R_0 = R_{i\,med} \frac{t_i - t_e}{t_i - v_{i\,med}} \tag{10}$$

în care :

$$v_{i\,med} = \frac{\sum_1^n v_{in} \Delta_n}{\sum_1^n \Delta_n} \tag{11}$$

unde :

v_{in} este temperatura pe suprafața interioară a porțiunii de element de construcție în nodul n, în °C ;

Δ_n — lățimea aferentă nodului n prin care se face schimbul de căldură la suprafața porțiunii elementului de construcție, în m ;

$R_{i\,med}$ — rezistența medie la schimb de căldură la suprafața interioară a elementului de construcție, în m²hgrd/kcal.

2. Metoda modelării prin rețele electrice

Metoda modelării electrice prin rețele se bazează pe analogia matematică a fenomenelor conducției termice și a celei electrice, ambele fenomene exprimîndu-se prin ecuația lui Laplace.

Metoda modelării electrice prin rețele se bazează pe conectarea între nodurile rețelei modelului electric a unor rezistențe ohmice proporționale ca mărime cu rezistențele termice ale rețelei elementului de construcție calculate prin formula (2).

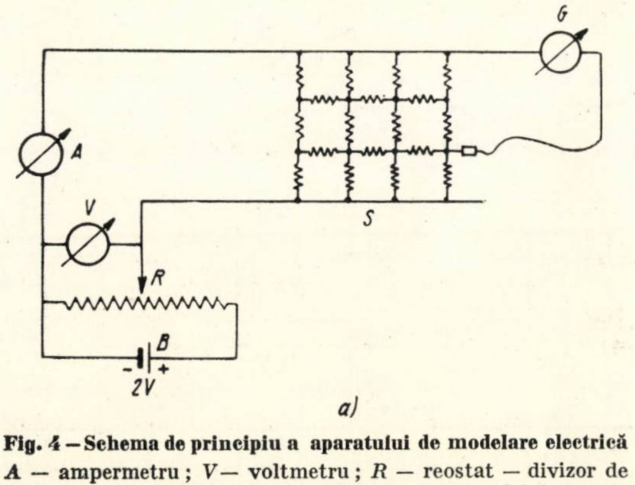


Fig. 4 — Schema de principiu a aparatului de modelare electrică
A — ampermetru ; *V* — voltmetru ; *R* — reostat — divizor de tensiune ; *B* — baterie de acumulatori ; *S* — modelul electric cercetat ; *C* — compensator.

Valorile tensiunilor în nodurile rețelei modelului electric sînt proporționale cu temperaturile din porțiunea cercetată a elementului de construcție, fapt ce rezultă din analogia primei legi a lui Kirchoff pentru rețele electrice cu ecuația diferențială a lui Laplace în diferite finite care exprimă legea conducției căldurii a lui Fourier.

Schema de principiu a aparatului de modelare electrică este indicată în figura 4.

Rezistențele electrice între nodurile rețelei se stabilesc în funcție de poziția nodului [3].

Valorile potențialelor electrice obținute în fiecare nod se transformă în temperaturi cu ajutorul formulei :

$$v_n = (t_i - t_e)\, U_n + t_e \tag{12}$$

în care U_n este potențialul electric în nodul n exprimat în părți dintr-un volt.

B. VERIFICAREA ÎN LABORATOR CU AJUTORUL METODELOR PRIN APROXIMAȚII SUCCESIVE ȘI ANALOGICE PRIN REȚELE ELECTRICE A PUNȚILOR TERMICE LA PEREȚII EXTERIORI DIN PANOURI MARI DE BETON ARMAT ÎN TREI STRATURI

La panourile mari de beton armat în trei straturi ale clădirilor de locuit tipizate au fost luate o serie de măsuri constructive de ameliorare a pericolului de condens pe suprafața punților termice.

Aceste măsuri au constat în principal din următoarele :

— introducerea în pereți a unor materiale eficiente termic și mărirea capacității de izolare termică a termoizolației în zona punților termice ;

— amplasarea avantajoasă sub aspectul termotehnic a punților termice, de exemplu a ferestrelor ;

— reducerea la strictul necesar a numărului și dimensiunilor nervurilor de legătură de beton armat.

Cu ajutorul celor două metode au fost stabilite cîmpurile de temperatură în punțile termice, ilustrate în :

— figurile 5 *a*, *b*, *c*, *d*, *e* (prin metoda diferențelor finite) în figurile 8 *a*, *b*, *c*, *d* (prin metoda modelării prin rețele electrice), în cazul panourilor mari izolate cu plăci semirigide de vată minerală ;

— figura 6 *e*, *f* (prin metoda diferențelor finite) în cazul panourilor mari izolate cu plăci de polistiren celular și în

— figura 7 *a*, *b*, *c*, *d*, *e* (prin metoda modelării prin rețele electrice) în cazul panourilor mari izolate cu plăci termoizolatoare de beton celular autoclavizat.

Rezultatele sînt date în tabela 1.

Condițiile de admisibilitate privind umiditatea relativă a aerului interior φ_i la clădirile civile la care să nu apară condens pe suprafața interioară a elementelor exterioare de construcție, prevăzute în normele de termotehnica construcțiilor din România, sînt următoarele :

— la clădiri de locuit $\varphi_i = 55\%$,

— la clădiri sociale $\varphi_i = 50\%$.

Ținînd seamă de aceste prevederi, precum și de rezultatele din tabela 1 se pot face considerațiile de mai jos.

La panourile mari de beton armat în trei straturi, izolate cu plăci semirigide de vată minerală, și de beton celular autoclavizat, punțile de colț (îmbinare) cu pereții interiori sau planșee și punțile de colț ale clădirilor se comportă corespunzător la condensul superficial, acesta apărînd la umidități relative interioare situate între 55 și 65% și respectiv între 50 și 55%.

Punțile de pe conturul ferestrelor și din zona plăcii portante de la balcon nu respectă condițiile de admisibilitate, umiditatea relativă interioară la care apare condensul superficial fiind situată între 40 și 50%.

Amplasarea ferestrei spre partea mijlocie a pereților exteriori îmbunătățește într-o măsură oarecare comportarea termică a nervurilor de beton armat de contur ale ferestrelor, umiditatea relativă interioară de condens crescînd cu circa 3 — 6%, în funcție de tipul ferestrei, de situarea ferestrei în grosimea pereților și de capacitatea de izolare termică a cîmpului panourilor învecinat cu fereastra.

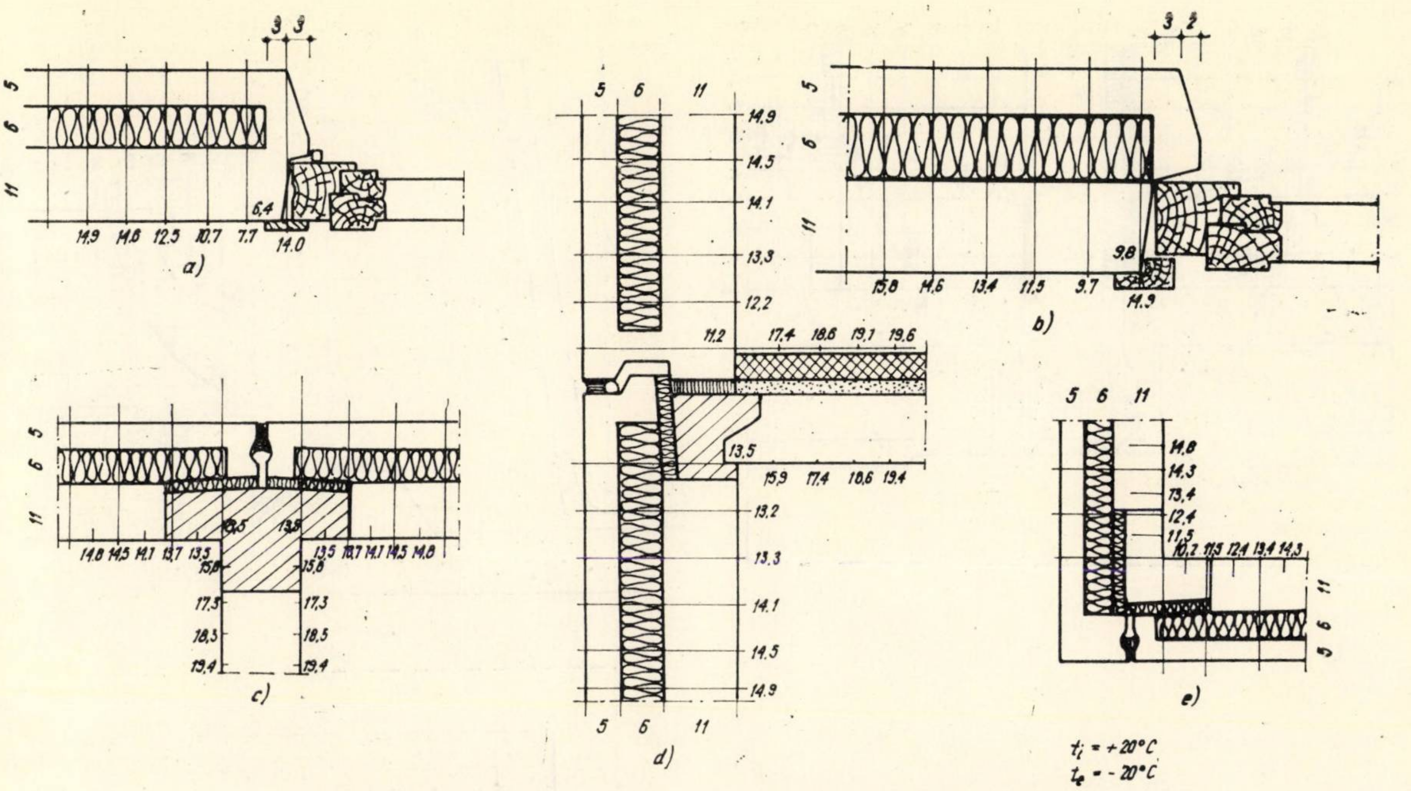


Fig. 5 — **Cîmpurile de temperaturi în punţile termice stabilite cu metoda diferenţelor finite**
a — punte de fereastră, nervura de legătură de beton armat îngustată; *b* — idem *a* concomitent cu termoizolaţia îngroşată; *c* — punte de colţ la pereţi interiori cu căptuşeli termoizolatoare; *d* — idem *c* la planşee; *e* — punte de colţ la frontoane.

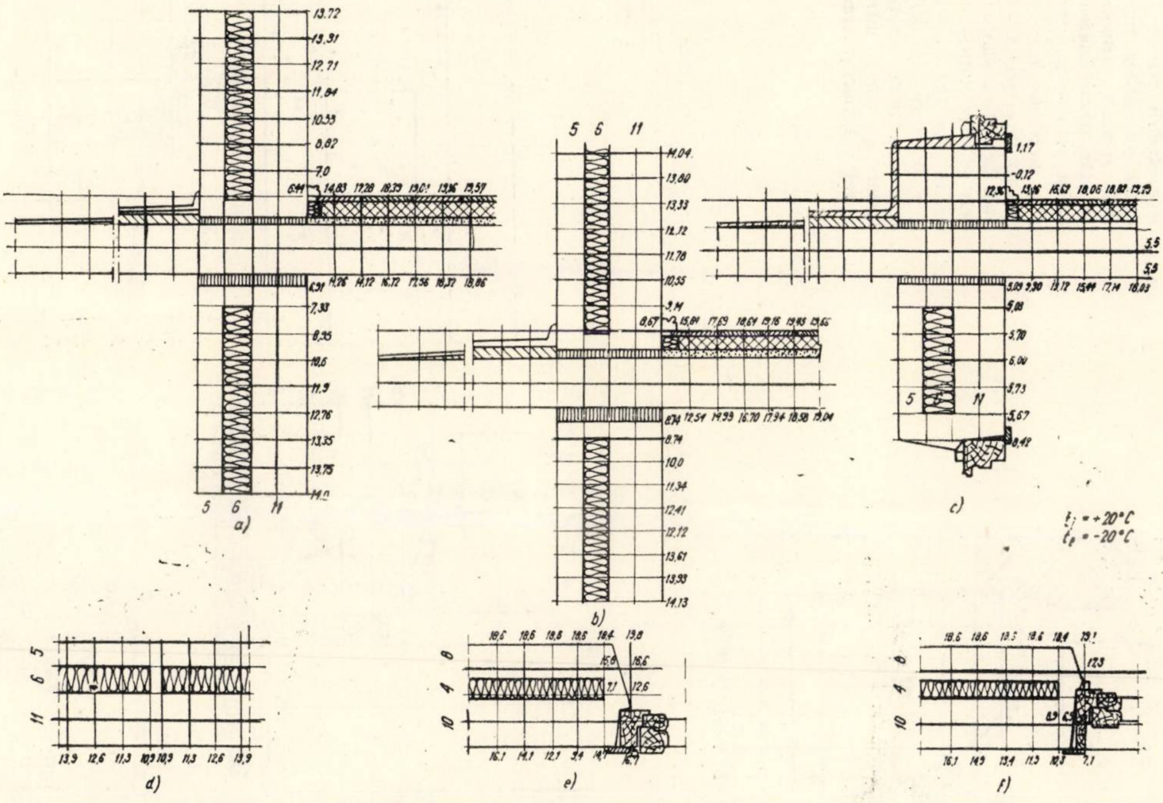


Fig. 6 — **Cîmpurile de temperaturi în punţile termice stabilite cu metoda electromodelării prin reţele, în cazul panourilor mari în trei straturi termoizolate cu plăci semirigide de vată minerală**
a — punte orizontală la balcoane (placă continuă de beton armat); *b* — punte orizontală la balcoane (alveole termoizolatoare în placă de beton armat); *c* — punte orizontală la balcoane în dreptul uşii-fereastră; *d* — punţi curente de legătură; *e* — punte de fereastră la nivelul suprafeţei interioare a panoului; *f* — punte de fereastră aşezată la mijlocul panoului

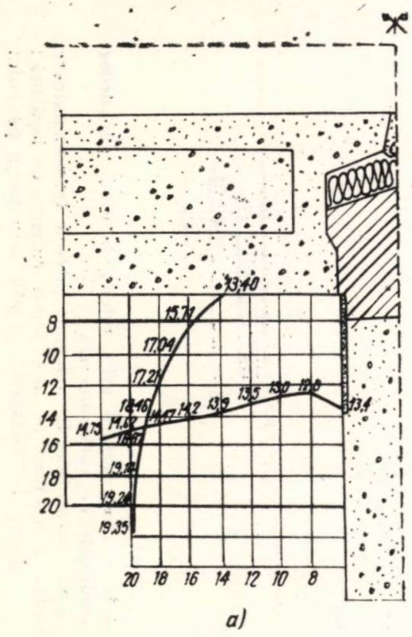
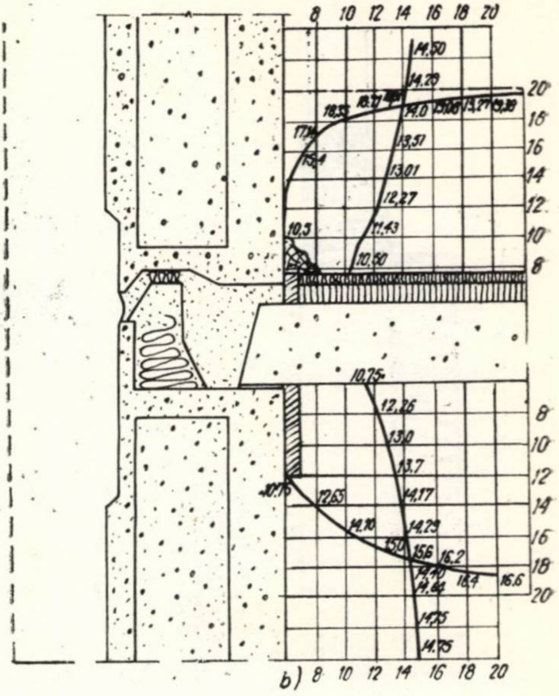
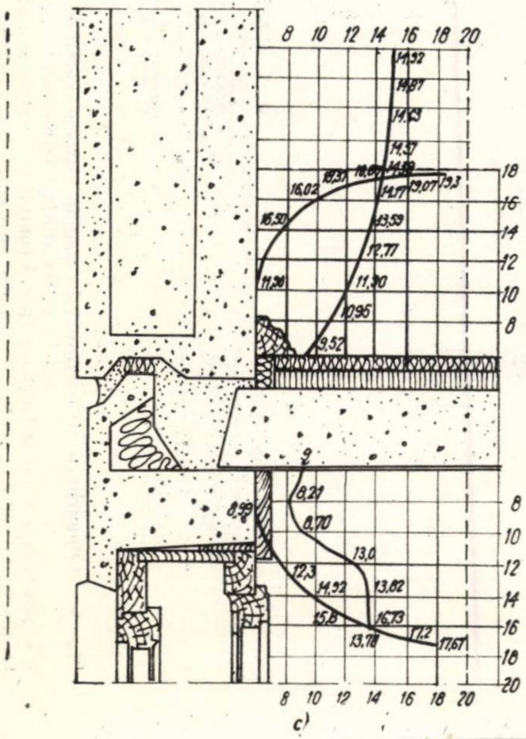
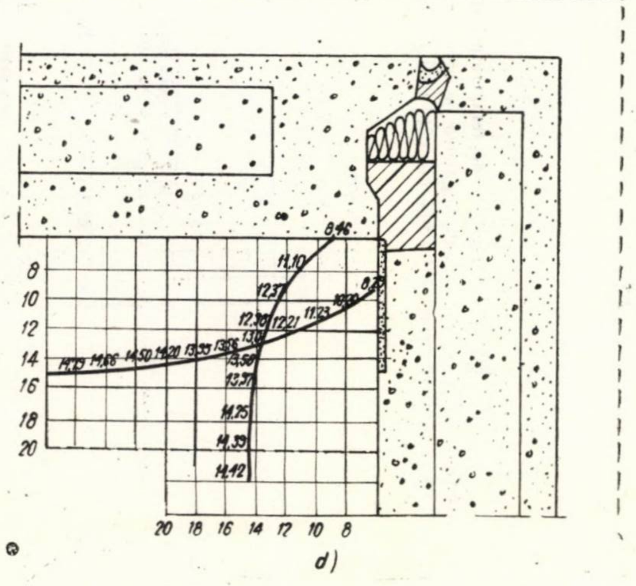

8
10
12
14
16
18
20
20 18 16 14 12 10 8
a)

Fig. 7 – Cîmpurile de temperaturi în punțile termice stabilite cu metoda electromodelării prin rețele în cazul panourilor mari în trei straturi termoizolate cu plăci termoizolatoare de beton celular autoclavizat

a — îmbinare de colț cu pereții interiori; *b* — îmbinare de colț cu planșeul intermed iar în cîmp; *c* — idem *b* în dreptul ferestrei; *d* — îmbinare de colț de frontoane între pereți exteriori; *e* — idem *d* între pereți exteriori și terasă


8 10 12 14 16 18 20
20
18
16
14
12
10
8
8
10
12
14
16
18
20
b) 8 10 12 14 16 18 20


8 10 12 14 16 18 20
18
16
14
12
10
8
8
10
12
14
16
18
20
8 10 12 14 16 18 20
c)


8
10
12
14
16
18
20
20 18 16 14 12 10 8
d)

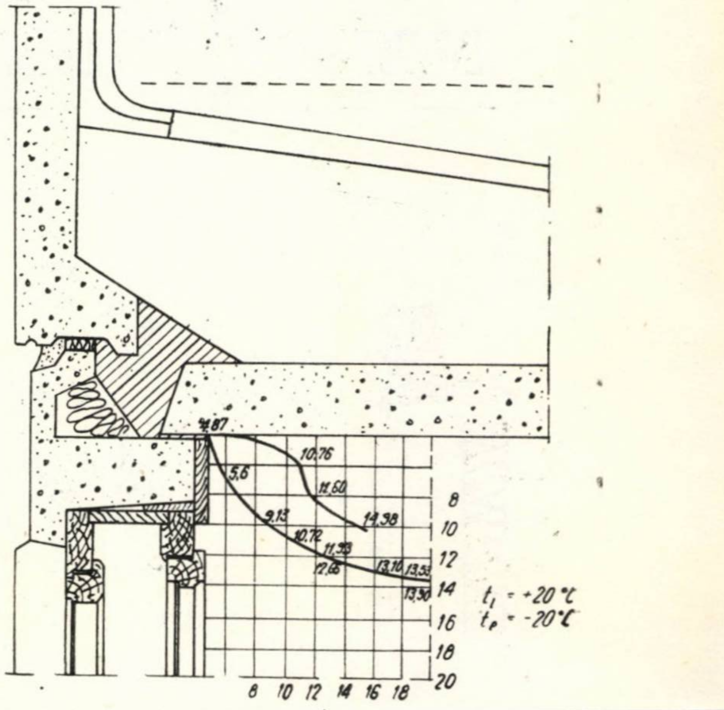

8
10
12
14
16
18
20
8 10 12 14 16 18
t_i = +20 °C
t_e = -20 °C

Tabela 1

Caracteristicile termohigrice de suprafaţă ale punţilor termice la panourile mari

Nr. crt.	Felul punţii	Figura	Temperatura de suprafaţă	Umiditatea relativă interioară de condens φ_i la $t_e = -20°C$	Temperatura exterioară la care apare condensul	Lăţimea zonei de condens
	a) Izolaţie din plăci semirigide de vată minerală					
1	Punţi de fereastră*					
	— cu nervură (fereastră situată la suprafaţa interioară)	5 *a*	7,7	45	— 6	15,0
	— fără nervură (fereastră situată la o distanţă de 1/4 din grosimea peretelui)	5 *b*	9,7	52	−11	12,5
2	Punte de colţ la*					
	— pereţi interiori	5 *c*	13,5	66	−29	0
	— planşee	5 *d*	11,2	57	−16	4,4
3	Punte de colţ*	5 *c*	10,2	53	−13	17,0
4	Punte de balcon**					
	— în cîmpul plăcii balconului					
	— fără izolaţie	6 *a*	6,7	42	— 1	
	— cu izolaţie	6 *b*	8,7	48	— 8	14
	— în dreptul grinzii de prag a uşii-fereastră	6 *c*	0,1	26	+ 6	întreg pervazul
5	Punte curentă** în lăţime de					
	— 3 cm	6 *d*	12,1	60	−20	
	— 4 cm		10,7	55	−12	
	b) Izolaţie din plăci de polistiren celular					
6	Punte de fereastră cu nervură					
	— la suprafaţa interioară*	6 *e*	9,4	51	−10	12,5
	— în mijlocul peretelui *	6 *f*	10,3	53	−13	9,7
	c) Izolaţie din plăci de beton celular autoclavizat					
7	Punte de colţ** la perete interior	7 *a*	12,8	63	−23	
8	Punte de colţ** la planşee (în cîmp)					
	— în camera de jos	7 *b*	11,5	58	−16	4
	— în camera de sus		10,5	54	−12,8	8
9	Punte de colţ ** (la buiandrug)					
	— în camera de jos	7 *c*	8,2	47	— 6	14
	— în camera de sus		8,9	49	— 8	9
10	Punte de colţ** (la buiandrug) cu fereastră situată la partea interioară	7 *d*	8,9	49	−18	16
11	Punte de colţ** la terasă (la buiandrug) cu fereastră situată la partea interioară	7 *e*	4,7	37	0	28

Observaţii

1. Valorile obţinute cu metoda aproximaţiilor succesive sînt notate cu * iar cele rezultate prin metoda analogică prin reţele electrice prin **.

2. Temperatura exterioară de calcul considerată este $t' = -20°C$, ţinînd seama că inerţia termică a panourilor mari de beton armat în straturi este mică.

Grosimea necesară a punţii curente de legătură de beton armat cerută pentru a se evita condensul superficial este de 4 cm.

Din cele de mai sus se desprinde concluzia că rezolvarea constructivă a punţilor termice la panouri mari trebuie ameliorată din punct de vedere termotehnic în special în zona nervurilor de legătură din jurul golurilor de uşi şi ferestre, de la loggii şi balcoane şi din colţurile dintre pereţii exteriori şi terasă.

C. URMĂRIREA COMPORTĂRII ÎN EXPLOATARE A PUNŢILOR TERMICE LA CLĂDIRILE DIN PANOURI MARI NEOMOGENE FĂRĂ ŞI CU MĂSURI DE ÎMBUNĂTĂŢIRE INTRODUSE ÎN URMA VERIFICĂRII DE LABORATOR CU METODELE DIFERENŢELOR FINITE

Urmărirea comportării în exploatare la condens superficial a fost efectuată în două clădiri de locuit din panouri mari de beton armat, cu alcătuirea în trei straturi, cu strat median din plăci semirigide de vată minerală, situate în oraşele Braşov şi Reşiţa.

Din analiza rezultatelor urmăririi comportării în timp s-au confirmat rezultatele teoretice obţinute; fenomenele de condens au apărut frecvent în perioadele de frig ale iernii tocmai la punţile termice fără măsuri anticondens, cum sînt, de exemplu, nervurile de beton armat din jurul ferestrelor.

Accidental, aceste fenomene s-au produs şi la punţile termice cu măsuri anticondens la care s-a constatat o execuţie necorespunzătoare în ceea ce priveşte grosimea termoizolaţiei şi lăţimea nervurilor de legătură de beton armat ale pereţilor exteriori.

Totodată, urmărirea comportării în exploatare a punţilor termice a demonstrat eficienţa măsurilor pentru ameliorarea pericolului de condens la suprafaţa punţilor termice de la îmbinarea dintre pereţii exteriori şi elementele interioare de construcţie, precum şi de la colţurile clădirilor.

ÎNCHEIERE

Stabilirea cîmpurilor de temperatură plane staţionare pe baza aplicării calculului prin aproximaţii succesive se poate realiza cu folosirea diferenţelor finite şi într-o metodă experimentală a analogiilor cu reţele electrice.

Metoda aproximaţiilor succesive cu aplicarea diferenţelor finite s-a dovedit un instrument de calcul foarte eficient în cazurile alcătuirilor complexe de elemente de construcţii, ea fiind de fapt singura posibilitate de abordare matematică raţională a problemelor de acest gen.

Calculele numerice prin aproximaţii succesive cu diferenţe finite şi experimentările pe modele analogice cu reţele electrice au arătat că precizia rezultatelor se măreşte prin micşorarea ochiurilor reţelei adoptate, mai ales în cazul în care temperaturile au variaţii mari în interiorul porţiunii de element de construcţie analizat.

Utilizarea maşinilor electronice de calcul la rezolvarea ecuaţiilor de calcul cu diferenţe finite în stabilirea cîmpurilor de temperatură va deveni un auxiliar indispensabil pentru proiectare, permiţînd rezolvarea rapidă a acestor ecuaţii.

Verificarea teoretică şi experimentală în laborator şi în exploatare a pereţilor exteriori cu alcătuire neomogenă (panouri mari de beton armat în trei straturi) la clădirile de locuit a permis ameliorarea acestora în dreptul punţilor termice, pentru a se evita condensarea vaporilor pe suprafaţa lor.

Notaţii

t_i, T_i — temperatura aerului interior, în °C sau în K;
t_e, T_e — temperatura exterioară de calcul, în °C sau K;
v_r — temperatura de condens a unui element de construcţie, în °C sau K;

$v_{i\,med}$ — temperatura medie a suprafeţei interioare a peretelui exterior (plinul şi fereastra), în °C sau K ;

$\Delta v_{i\,max}$ — diferenţa de temperatură maximă între aerul interior şi suprafaţa interioară a elementelor exterioare de construcţii (pereţi exteriori etc.), în grd ;

v_{in}, T_{in} — temperatura suprafeţei stratului component n al elementului de construcţie, în °C şi respectiv K ;

φ_i, φ_e — umiditatea relativă a aerului interior şi respectiv exterior în %, egală cu :

$$\varphi_{(i,e)} = \frac{p_{(i,e)}}{E_{(i,e)}};$$

$\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3, \Delta_4$ — distanţele între punctele vecine 1, 2, 3, 4 şi punctul 0 (x, y) al reţelei de temperaturi, în m ;

r_i — coeficientul de transmitere a temperaturilor din nodurile vecine în nodul i dintr-o reţea de temperaturi din cadrul unui cîmp de temperaturi, (—) ;

α_i, α_e — coeficienţii de schimb de căldură la suprafaţa interioară şi respectiv exterioară a peretelui (elementului exterior), în kcal/m²hgrd ;

R_i, R_e — rezistenţele la schimb de căldură la suprafaţa interioară şi respectiv exterioară a elementului de construcţie, în m²hgr/kcal ;

R_n — rezistenţa la permeabilitate termică a stratului component n al unui element de construcţie în straturi, în m²hgrd/kcal dat de formula :

$$R_n = \frac{d_n}{\lambda_n\, b_n} \quad (\mathrm{m^2hgrd/kcal})$$

R — rezistenţa la permeabilitate termică a elementului de construcţie, în m²hgrd/kcal ;

Λ — permeabilitatea termică a elementelor de construcţie exterioare (pereţi exteriori etc.), în kcal/m²hgrd ;

R_0 — rezistenţa la transmisia termică a elementului de construcţie, în m²hgrd/kcal egală cu

$$R_0 = R_i + R + R_i \quad (\mathrm{m^2hgrd/kcal})$$

$R_{0\,nec}$ — rezistenţa la transmisia termică necesară a elementelor exterioare de construcţie (pereţi exteriori etc.), în m²hgrd/kcal.

b_n — coeficient de corecţie în funcţie de variaţiile de volum ale termoizolaţiei (tasări etc).

Bibliografie

[1] Agent R. : *Metoda aproximaţiilor succesive aplicată în probleme de statică şi în alte probleme similare*, vol. I, Ed. de stat pentru arhitectură şi construcţii, Bucureşti, 1955.

[2] Dimitriu Vîlcea E., Băcanu M. : *Îmbunătăţirea izolării termice a clădirilor de locuit din panouri mari*, Rev. construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 1, 1963

[3] Dimitriu Vîlcea E. : *Aplicarea metodei aproximaţiilor succesive la calculul cîmpurilor de temperatură*, Rev. construcţiilor şi materialelor de construcţii, nr. 11, 1968

[4] Dimitriu Vîlcea E. : *Aplicarea metodei modelării electrice prin reţele la rezolvarea ecuaţiilor diferenţiale ale cîmpului de temperatură*, Metrologia, nr. 2, 1969.

[5] Dimitriu Vîlcea E. : *Îndrumător pentru proiectarea şi încercarea izolării termice şi fonice în construcţii*, Ed. tehnică, Bucureşti, 1968.

[6] Georgescu St., Dimitriu Vîlcea E., Bocancea Al. : *Izolarea termică a clădirilor*, Ed. tehnică, Bucureşti, 1961.

[7] Dundici E. J., Constantinov V. F., Rensova V. A. : *Laboratornîi practicum po stroitelnoi fizike, ograjdaiuscih construcţii zdanii*, Ed. Universităţii din Harcov, 1962.

[8] Focşa V., Radu A., Vereş A. : *Consideraţii privind izolarea termică a clădirilor de locuit cu pereţi neomogeni*, Industria construcţiilor nr. 10, 1962.

[9] Focşa V., Radu A., Vereş A. : *Dimensionarea termică a pereţilor cu punţi*, Standardizarea, nr.1, 1964.

[10] Fokin K. F. : *Stroitelnaia teplotehnica ograjaiuscih ciastei zdanii*, Gos. izdat. lit. po stroit. i arh., Moskva. 1954.

[11] Ivaskova V. K., : *Isledovanie teplotehniceskih svoistv ograjdaiuscih konstrucţii metodom electromodelirovania*, Gosstroiizdat, Moskva, 1960.

[12] Korplus J. W. : *Analog simulation solution of field problems*, Ed. McGraw-Hill, New York, Toronto, London, 1958.

[13] Mazilu P. : *Statica construcţiilor*, vol. II. Ed. tehnică, Bucureşti, 1959.

[14] Petuhov B. S. : *Opîtnie izucenie profesov teploperedaci*, Gosenergoizdat, Moskva, 1952.

[15] Soare M. : *Aplicarea ecuaţiilor cu diferenţe finite la calculul plăcilor curbe subţiri*, Ed. Academiei R.S.R., 1959.

[16] Sklover A. M., Vasilev B. F., Uskov F. V. : *Osnovî Stroitelnoi teplotehnicki jilîh zdanii*, Gos. izdat. lit. po stroit. i arh., Moskva, 1956.

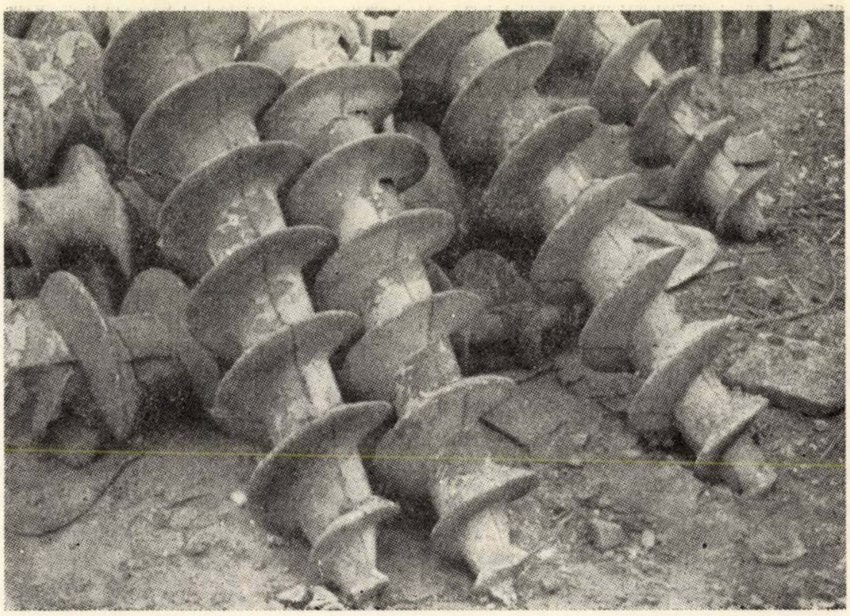
[17] Thom A., Apeet C. J. : *Field Computations in Engineering and Physics*, D. Van Nostrand,London, 1961.

[18] Uskov F. V. : *Isledovanie temperaturnîh polei stîkov i teploprovodnîh vkliucenii v ograjdaiuscih konstrucţiah kupnopanelinîh zdanii*, T.N.I.P.S., Moskva, 1962.

Conf. ing. A. Mihul, ing. Şt. Enescu
Institutul politehnic–Iaşi

ing. V. Stanciu
T.R.C. Bacău

FUNDAŢII DIN PILOŢI SCURŢI DE BETON ARMAT ÎN FORMĂ DE ŞURUB



I. CONSIDERAŢII GENERALE

Sînt cunoscute avantajele care se obţin la execuţia construcţiilor prin industrializarea lucrărilor ciclului zero, utilizînd piloţi scurţi de beton armat. Din analiza modului în care se dezvoltă procesul de industrializare a fundaţiilor se constată că în ultima vreme piloţii scurţi sînt utilizaţi în mare proporţie în multe ţări (U.R.S.S., S.U.A., R.F.G., sporadic şi la noi în ţară etc.), mai cu seamă la construcţia clădirilor. Astfel, sînt larg folosiţi piloţi de beton armat obişnuit, precomprimaţi sau neprecomprimaţi, cu secţiunea transversală pătrată plină sau cu gol central, cu secţiunea circulară plină sau inelară, iar în ultima vreme şi cei cu secţiune transversală în cruce sau cu secţiune în stea.

Forma secţiunii transversale şi profilul longitudinal al piloţilor prefabricaţi sînt determinate de condiţiile tehnologice de care se dispune pentru fabricarea lor, de utilizarea raţională a betonului armat în vederea obţinerii unei capacităţi portante cît mai mari, de condiţiile de transport şi de utilajele folosite pentru introducerea lor în teren.

Din analiza indicilor tehnico-economici rezultă că fundaţiile din piloţi scurţi realizate la clădiri, în general, pot deveni mai ieftine faţă de sistemele tradiţionale pentru adîncimi de fundare care depăşesc 2–2,5 m şi aceasta numai atunci cînd există asigurate condiţii de execuţie industrială a piloţilor şi utilaje corespunzătoare pentru înfigerea lor în teren.

Cele mai mari dificultăţi la aplicarea piloţilor prefabricaţi pentru fundaţii sînt legate, în special, de utilajul necesar pentru introducerea lor în teren. Atît sistemul de batere, cît şi cel prin vibrare se bazează pe utilaje care necesită motoare de puteri mari, racorduri electrice, transformatoare etc. Operaţia de înfigere a piloţilor în teren, de fapt, este aceea care limitează (în condiţiile actuale de dezvoltare a tehnicii) utilizarea mai largă a piloţilor prefabricaţi şi care hotărăşte totodată valoarea înălţimii lor minime. Datorită acestor cauze, la clădirile provizorii sau cele de mică înălţime, cum ar fi cele rurale de exemplu sau, în general, la construcţii zootehnice, fundaţiile pe piloţi scurţi sînt îndeobşte neraţionale.

În afara acestor dezavantaje, legate de înfigerea piloţilor în teren, din analiza caracteristicilor sistemelor de piloţi prefabricaţi utilizaţi astăzi rezultă o serie şi de alte lipsuri, dintre care reţinem: capacitatea de rezistenţă la eforturi de smulgere relativ redusă (ea fiind determinată de frecarea ce are loc între faţa laterală a pilotului şi teren), dificultăţi foarte mari pentru recuperarea piloţilor, ceea ce nu asigură reutilizarea lor (necesară mai cu seamă în cazul construcţiilor provizorii), transmiterea la mari distanţe a vibraţiilor în timpul baterii sau vibrării, care pot avea un efect negativ asupra construcţiilor învecinate sau asupra echilibrului însuşi al terenului, dificultăţi de introducere a piloţilor în poziţie înclinată sau în poziţie orizontală.

În vederea sporirii domeniului de folosire a fundaţiilor pe piloţi scurţi, în urma analizei dezavantajelor pe care le prezintă sistemele de piloţi prefabricaţi utilizaţi curent astăzi, în cadrul catedrei de beton armat din Iaşi, în colaborare cu Trustul de construcţii Bacău şi Trustul de construcţii Iaşi, s-a elaborat un alt sistem de piloţi, de forma unui şurub conic cu gol central (fig. 1).

Introducerea în teren a unor astfel de piloţi prin înşurubare manuală (fig. 2 *a*) sau mecanică, utilizînd în acest scop puteri reduse care sînt multiplicate prin efectul de şurub şi de pîrghie, permite extinderea utilizării raţionale a sistemului de fundaţii pe piloţi scurţi la execuţia construcţiilor agricole, în general, la executarea construcţiilor din domeniul rural, cît şi la execuţia construcţiilor provizorii, piloţii putînd fi deşurubaţi şi recuperaţi fără nici o dificultate.

În acest sens, soluţia de fundaţii din piloţi-şurub a fost aplicată cu rezultate foarte bune la construcţia unui dispensar veterinar la Popeşti, judeţul Iaşi.

Piloţii-şurub experimentaţi şi introduşi în practică elimină dezavantajele menţionate, lărgind astfel domeniul de aplicare a lor la construcţia diverselor fundaţii.

Menţionăm însă faptul că, pentru lungimi mari, execuţia piloţilor-şurub devine foarte dificilă, iar solicitările de torsiune devin foarte mari, ceea ce limitează lungimea pe care se poate desfăşura filetul pentru a se obţine un element raţional (după părerea noastră, nu este indicat ca această lungime să depăşească 2 m).

Faţă de cele arătate, piloţii-şurub foarte scurţi (1 — 2 m), la care şi introducerea în teren prin înşurubare se realizează mult mai uşor decît la alte categorii de piloţi, permit să fie completată gama lungimii piloţilor prefabricaţi, acest procedeu de execuţie a fundaţiilor căpătînd astfel un caracter general de rezolvare a lucrărilor ciclului zero la construcţia clădirilor.

După cum va rezulta din analiza indicilor tehnico-economici obţinuţi la construcţia dispensarului veterinar de la Popeşti, fundaţiile pe piloţi scurţi în formă de şurub sînt mai ieftine decît fundaţiile realizate după soluţii tradiţionale şi în general mai eficiente.

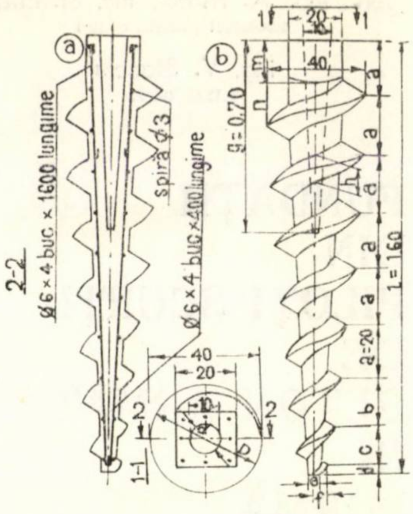


Fig. 3 — Alcătuirea piloţilor-şurub
a — secţiune ; *b* — vedere

Pentru adîncimi mai mari de 2 m, piloţii-şurub pot deveni raţionali numai dacă zona activă pe care se desfăşoară filetul nu depăşeşte lungimea de 2 m, restul elementelor avînd numai funcţia de transmitere a sarcinii de la construcţie la pilotul propriu-zis (partea prevăzută cu filet).

II. ALCĂTUIREA PILOŢILOR-ŞURUB

Piloţii prefabricaţi în formă de şurub experimentaţi şi introduşi în practică (fig. 3) au formă conică cu secţiune circulară. Pe miezul de beton armat prevăzut cu gol central se desfăşoară filetul după un traseu elicoidal, realizat din

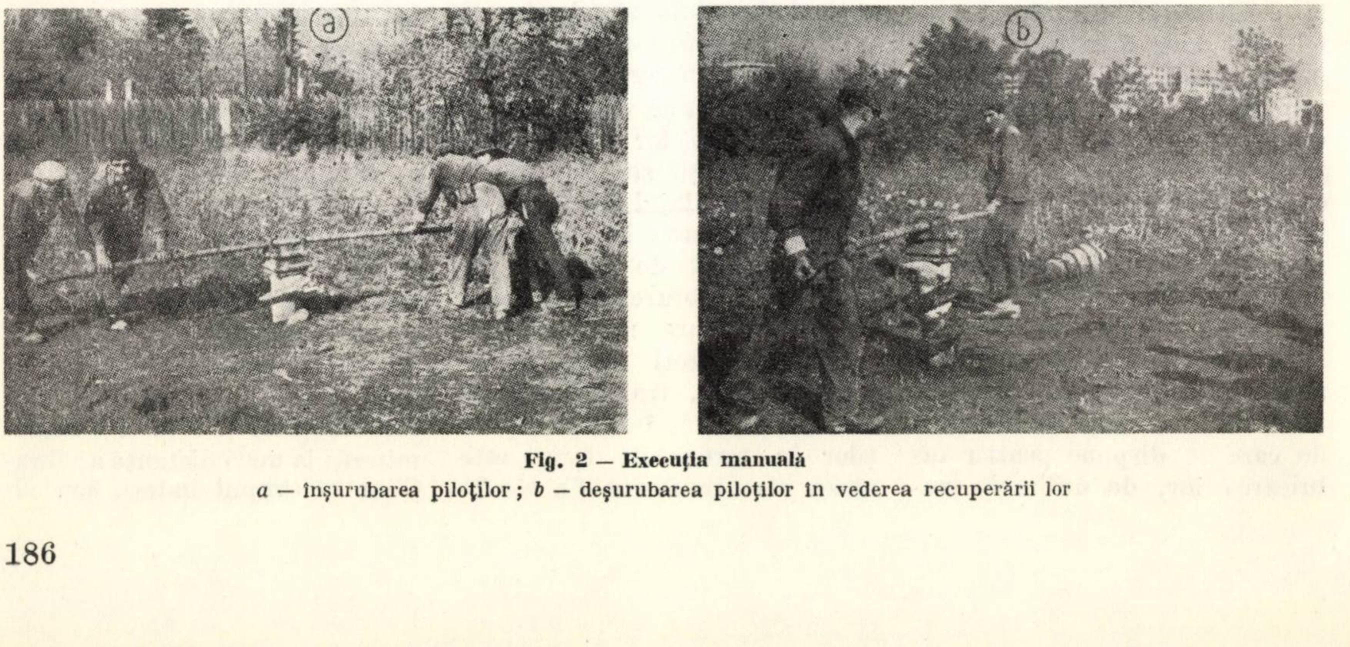


Fig. 2 — Execuţia manuală
a — înşurubarea piloţilor ; *b* — deşurubarea piloţilor în vederea recuperării lor

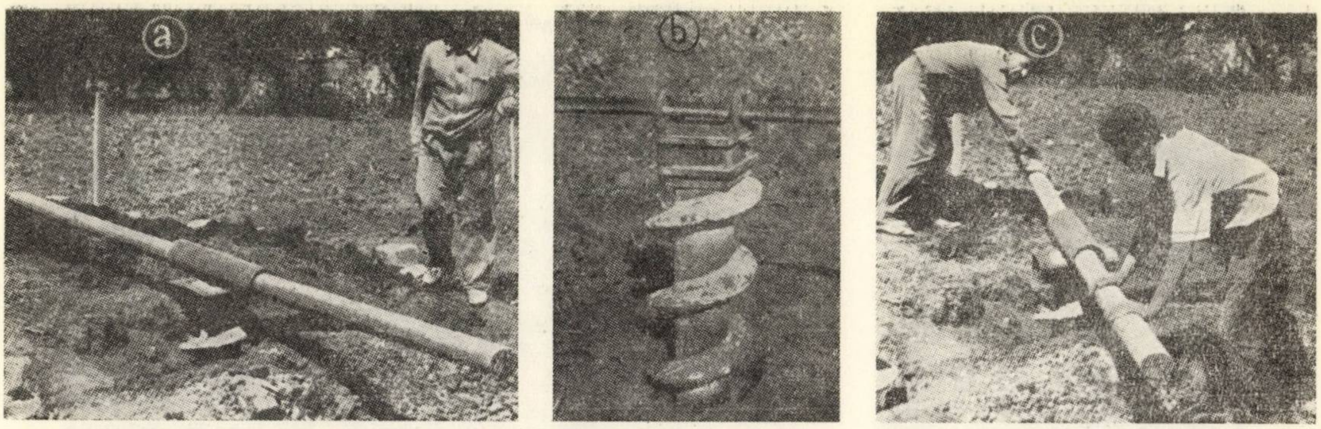


Fig. 4 — Utilizarea capului pilotului pentru fixarea dispozitivului de înşurubare
a — cu ţeavă ; b — cu urechi ; c — modul de folosire

beton simplu. Din cercetările întreprinse a rezultat că pasul filetului, pentru piloţii de diametru redus în funcţie de natura terenului, trebuie să se ia egal cu 0,6 — 1,0 din diametrul exterior al miezului (a = 0,6 — 1,0), iar grosimea filetului la rădăcină nu trebuie să depăşească 0,4 — 0,5 din pasul filetului. La partea superioară, pe o înălţime m=15 — 20 cm, miezul pilotului se realizează de secţiune pătrată cu gol central, fără filet, în vederea fixării dispozitivului pentru înşurubarea lui (fig. 4).

În vederea efectuării experienţelor au fost realizaţi piloţi cu lungimea de 80, 120 şi 160 cm (fig. 5). Întrucît pasul şurubului a fost ales prea mare, la primele încercări de înşurubare pămîntul a fost aruncat. Din acest motiv, pasul a trebuit să fie redus, stabilindu-se valorile care au fost menţionate anterior.

Greutatea proprie a piloţilor a rezultat de 75 — 115 kg, în funcţie de lungimea pilotului şi de numărul de spire realizate (fig. 5). În practică, pentru executarea clădirii unui dispensar veterinar şi a casei medicului au fost utilizaţi piloţi de 1,60 m, a căror greutate a rezultat de 115 kg, obţinîndu-se dintr-un metru cub de beton un număr de 22 de piloţi, ceea ce dă posibilitatea de a se executa o fundaţie desfăşurată (sub zid continuu) pe o lungime de 20 — 30 m.

În vederea executării înşurubării manuale a piloţilor cu ajutorul unor dispozitive simple şi pentru a asigura legarea lor la partea superioară prin intermediul unor grinzi prefabricate cu goluri verticale, capul pilotului a fost realizat de secţiune pătrată, cu latura de 20 cm şi cu înălţimea de 15 cm.

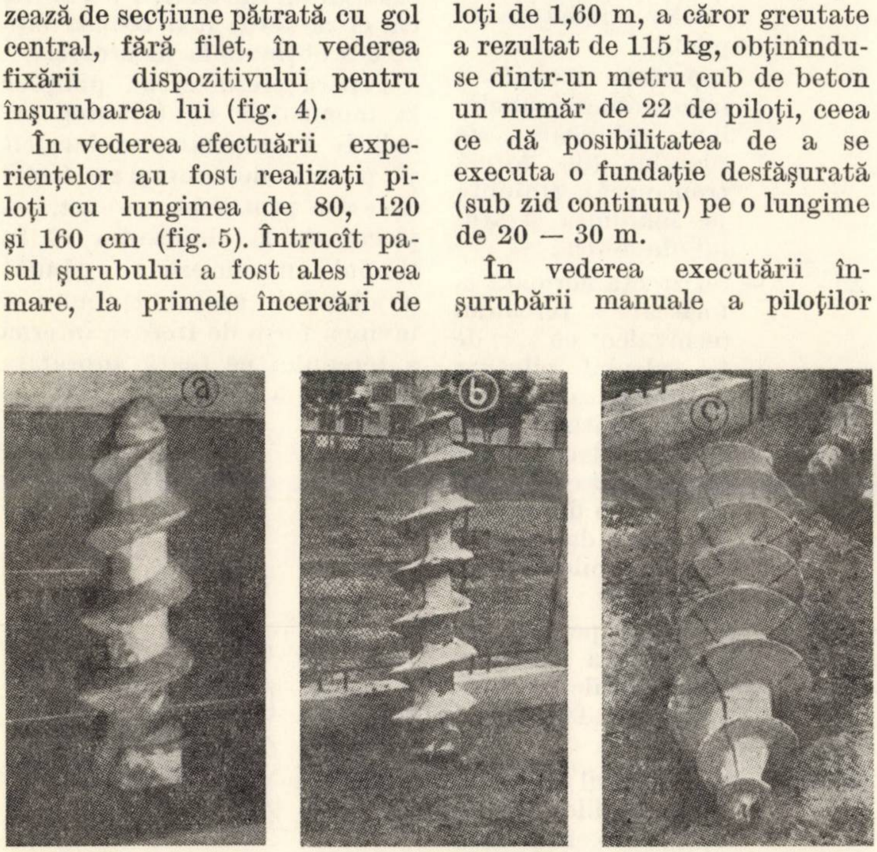


Fig. 5 — Piloţi experimentaţi
a — de 80 cm lungime ; b — de 120 cm lungime ; c — de 160 cm lungime

Golul central, care străbate şi capul pilotului cu secţiunea pătrată, este realizat sub formă tronconică, fiind desfăşurat pe o lungime de 70 cm, diametrul golului la partea superioară fiind de 10 cm, iar la partea inferioară de 4 cm.

Pasul spirelor a fost ales variabil, fiind la partea superioară de 20 cm, iar la partea inferioară de 10 cm. Diametrul exterior al piloţilor a variat de la 40 la 60 cm, iar diametrul exterior al miezului, de la 20 la 4 cm.

III. CALCULUL PILOŢILOR

Calculul piloţilor-şurub trebuie făcut, atît pentru a se stabili capacitatea lor portantă, cît şi spre a verifica rezistenţa la înşurubare în teren, atunci cînd aceştia sînt acţionaţi de momente importante de torsiune. Ceea ce deosebeşte fundamental conlucrarea cu terenul a piloţilor-şurub în raport cu piloţii prefabricaţi obişnuiţi constă în faptul că pier-

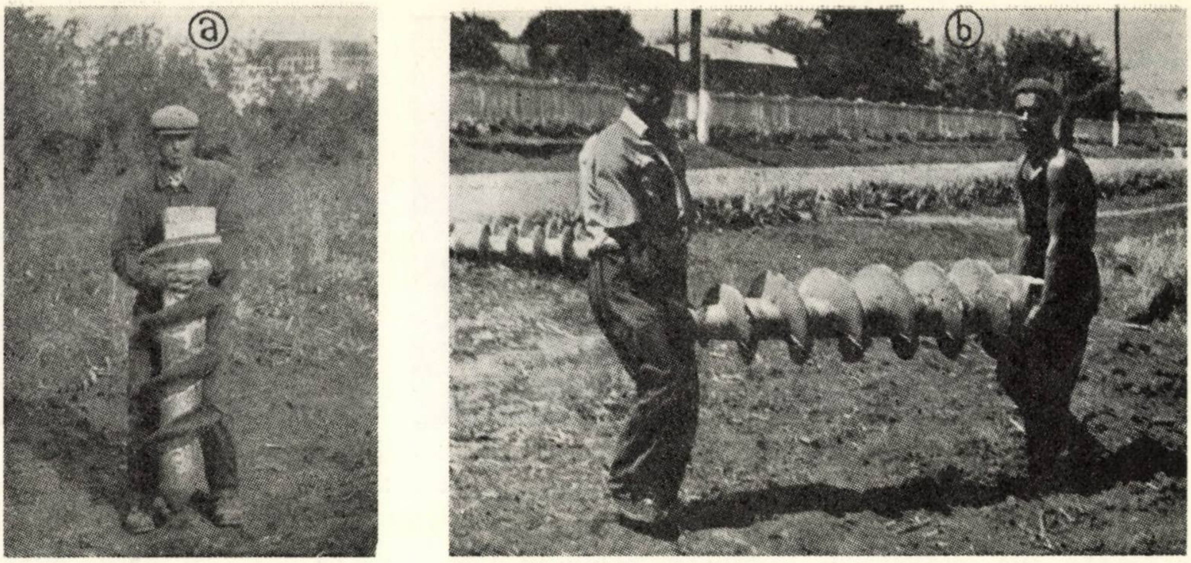


Fig. 6 — Manipularea piloților
a — de 75 kg greutate ; *b* — de 120 kg greutate

derea capacității portante laterale se produce totodată prin forfecarea terenului după o suprafață laterală, a cărei mărime este cel puțin egală cu aceea care înfășoară muchiile exterioare ale filetului (fig. 7).

Piloții-șurub utilizați de noi, avînd forma variabilă tronconică, transmit deosebit de avantajos presiunile la teren, ceea ce asigură, în general, o sporire a capacității de rezistență față de un pilot cu aceeași structură, care ar avea însă formă cilindrică. Pentru a înțelege mai bine fenomenele de conlucrare a piloților cu terenul, se poate face o analogie între piloții-șurub de beton armat și piloții obișnuiți utilizați pentru fundații cu holțșurubul și cuiul de metal înșurubați și bătuți în elemente de lemn.

Față de aceste observații, am considerat că un calcul la starea limită a capacității portante, informativ, se poate face adoptînd relația cunoscută pentru calculul piloților în general, cu unele precizări caracteristice piloților-șurub :

$$P = m\,(Ak_1R_t^n + \Sigma\,k_2R_\tau^nS_i) \quad (1)$$

în care :

P este valoarea minimă probabilă a capacității portante a piloților-șurub;

A — suprafața transversală maximă a pilotului (a cercului de mărime maximă — fig. 7);

R_t^n — rezistența normată medie a terenului determinată în funcție de adîncimea pilotului și de natura straturilor străbătute de pilot;

S_i — suprafața laterală a înfășurătoarei muchiilor exterioare ale filetului (de formă tronconică), stabilită pe înălțimea stratului de teren :

R_τ^n — rezistența normată la forfecare a terenului (echivalent cu $\alpha_i\tau_i$ de la calculul piloților obișnuiți, care reprezintă rezistența de frecare între pămînt și suprafața pilotului în funcție de natura stratului de pămînt și natura pilotului);

k_1 și k_2 — coeficienți de omogenitate pentru determinarea rezistențelor de calcul, valoarea lor fiind apreciată la 0,7 ;

m — coeficientul general al condițiilor de lucru, care în cazuri obișnuite poate avea valoarea 1.

Aplicînd la piloții încercați (trei tipuri) relația de calcul (1) sub forma (2)

$$P = AR_t + \Sigma R_{\tau i}S_i \quad (2)$$

în care R_t și R_τ reprezintă rezistențele respective ale terenului s-a obținut o valoare calculată a capacității portante, cu circa 30% mai redusă față de cea obținută la încercare.

Pentru verificarea piloților la momentele de torsiune rezultate la înșurubarea lor, cît și pentru determinarea forței necesare pentru înșurubare, s-a plecat de la observația că în timpul introducerii în pămînt a pilotului, acesta trebuie să învingă forța de frecare internă a terenului pe toată suprafața laterală a pilotului, cît și

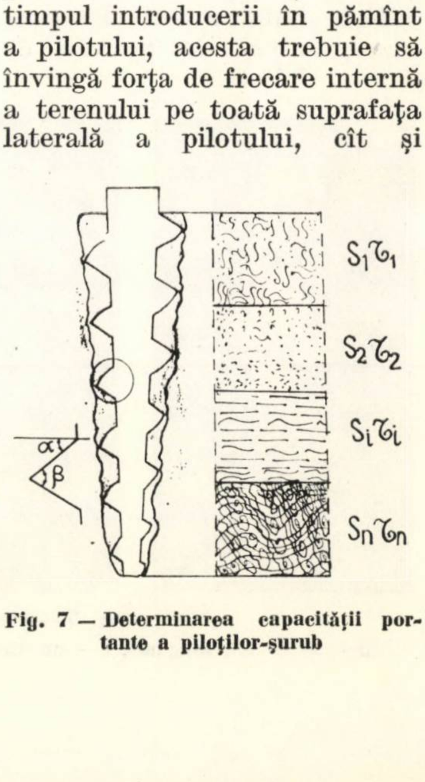


Fig. 7 — Determinarea capacității portante a piloților-șurub

reacțiunea verticală dată de teren.

Plecînd de la această ipoteză, putem scrie, atunci cînd cunoaștem caracteristicile terenului, următoarea relație de bază pentru forța care se opune înșurubării :

$$F = (AR_t + \Sigma S_i f_i)$$

în care s-a notat cu f_i rezistența de frecare maximă variabilă în funcție de natura stratului respectiv de pămînt i și de adîncimea lui.

Componenta orizontală maximă rezultată, aplicînd formula șurubului, rezultă :

$$H = F_t \operatorname{tg}(\alpha + \varphi') \qquad (4)$$

în care :

α este unghiul de înclinare al filetului față de orizontală, iar $\operatorname{tg} \varphi = \dfrac{\mu}{\cos \beta/2}$;

μ — coeficient de frecare între pilot și teren ;

β — unghiul de la vîrful spirei.

În funcție de această forță orizontală, se poate calcula momentul de torsiune maxim necesar a fi aplicat la introducerea pilotului în teren

$$M_t = H \cdot r_m \qquad (5)$$

r_m fiind raza medie a filetului.

Fenomenele sînt în realitate mult mai complexe. Din aceste motive, calculul propus poate fi considerat, deocamdată, numai informativ. Din compararea rezultatelor obținute la înșurubarea pilotului și cele calculate au rezultat valori ale forțelor H diferite de cele calculate cu relația (4) în proporție de 15 — 30% în plus sau în minus.

Pentru piloții cu lungimea de 1,60 m folosiți la dispensarul veterinar de la Popești a rezultat din calcul un moment de torsiune necesar de 400 kgfm, forța F fiind de 5,9 t.

Utilizînd pentru înșurubare o cheie cu două brațe a cîte 2 m fiecare a rezultat că, folosindu-se patru oameni la introducerea piloților, fiecare muncitor trebuie să dezvolte o forță de circa 50 kgf. Din măsurătorile efectuate cu ajutorul dinamometrului dispus la capetele cheii s-au obținut valori care au variat de la 45 la 65 kg.

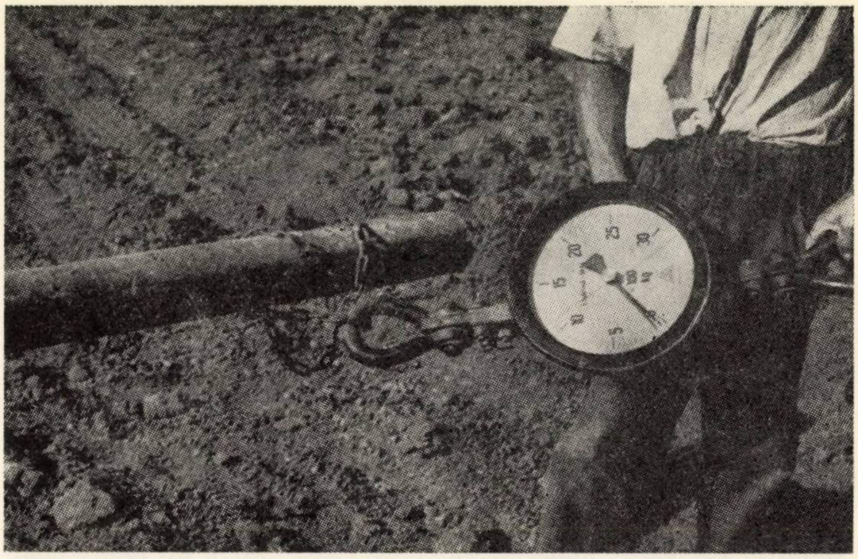


Fig. 8 — Măsurarea forței orizontale cu dinamometrul la înșurubarea piloților în teren

Solicitările care apar în procesul de înșurubare a pilotului-șurub în teren impun să se realizeze betoane de calitate corespunzătoare și armări ale miezului, pentru ca momentele de torsiune să poată fi preluate în bune condiții. Nerespectarea acestor condiții duce la distrugerea piloților în timpul înșurubării, fără ca aceștia să mai poată fi utilizați (fig. 9).

IV. TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE

La execuția piloților pentru încercări și pentru construcțiile realizate s-a aplicat o tehnologie originală foarte simplă. Cofrajul (fig. 10) a fost făcut din ipsos, fiind alcătuit pentru fiecare pilot din patru piese care erau montate prin cercuire cu două inele metalice. Elementele de cofraj pot fi executate, după același principiu, din lemn, tablă sau mase plastice. Turnarea betonului, de consistență moale, s-a făcut în poziția verticală a pilotului, cu vîrful în jos. După întărirea betonului, pilotul împreună cu cofrajul era rotit cu vîrful în sus. În această poziție, decofrarea se face fără dificultăți, elementele de cofraj putînd fi extrase lateral după 24 de ore de la turnare prin desfacerea legăturilor transversale.

Betonul a fost preparat corespunzător mărcii B 250, cu trei sorturi de agregate de rîu spălate cu dimensiunea maximă a granulelor de 15 mm, cu un factor a/c = 0,47 — 0,50, cu ciment P 500. Compactarea be-

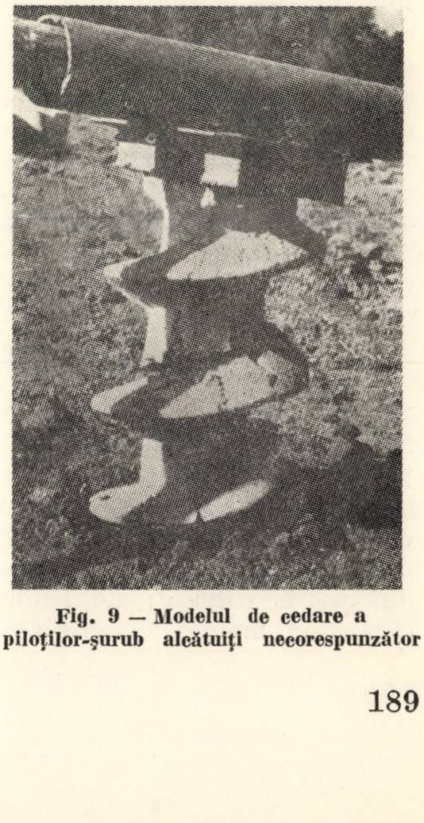


Fig. 9 — Modelul de cedare a piloților-șurub alcătuiți necorespunzător

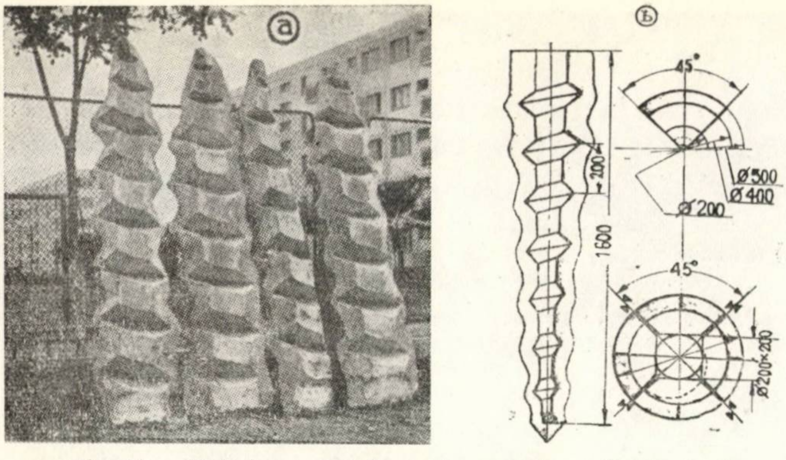


Fig. 10 — **Alcătuirea cofrajelor pentru executarea piloţilor-şurub**
a — aspectul cofrajelor de ipsos ; *b* — schema de montare a elementelor de cofraj

tonului s-a făcut manual, cu ajutorul unei vergele, vibrarea fiind imposibilă datorită fragilităţii cofrajului. Volumul de beton pentru un pilot de 1,60 m lungime a rezultat de circa 0,045 m³, putînd fi executaţi circa 22 de piloţi dintr-un m³ de beton, iar consumul de armătură a rezultat de 5,2 kg/pilot.

V. DETERMINAREA CAPACITĂŢII PORTANTE A PILOŢILOR PRIN ÎNCERCARE

Determinarea experimentală a capacităţii portante la sarcini verticale a piloţilor-şurub (fig. 11) s-a obţinut prin încercarea a patru piloţi (de 80 cm lungime, 1,20 m lungime şi doi de 1,60 m lungime) pînă la sarcina critică. Sarcina verticală s-a realizat cu ajutorul unor prese de 60 tf capacitate, cu care s-au acţionat piloţii prin intermediul unei plăci metalice (de 3 cm grosime) de care au fost sudate în consolă patru bare de oţel-beton cu lungimea de 1,70 m. La capetele acestor bare au fost fixate patru comparatoare cu precizia 1/100, care au permis măsurarea deformaţiilor. Punctele fixe faţă de care s-au făcut măsurătorile au fost realizate din patru stîlpişori de lemn, care s-au montat la distanţa de circa 1,70 m de pilot, pentru a nu fi influenţaţi de tasările terenului ce au loc în vecinătatea pilotului în timpul încercării acestuia.

Încercările piloţilor s-au efectuat ţinînd seamă de indicaţiile STAS 4860-55. Treptele de încărcare au fost de 1 —1,5 t. Descărcarea s-a făcut în două trepte.

Rezultatele obţinute la încercarea pilotului de 1,20 m şi la un pilot de 1,60 m sînt date în figura 12.

VI. REALIZĂRI ÎN PRACTICĂ

Aplicarea în practică a piloţilor-şurub de beton armat s-a efectuat în cadrul Trustului de construcţii din Iaşi* la dispensarul veterinar Popeşti, judeţul Iaşi (fig. 13). Piloţii-şurub de 1,60 m lungime au fost dispuşi la o distanţă de circa 1,20 m din ax în ax. Distanţa de 1,20 m între piloţi a fost determinată de capacitatea portantă admisibilă, de tehnologia de înşurubare şi de utilizarea raţională a centurilor prefabricate utilizate pentru rezemarea zidăriei. Sarcina ce revine unui pilot, în aceste condiţii, este stabilită luînd în considerare greutatea centurii de fundaţie, a zidăriei şi a sarcinilor din acoperiş de circa 3 t, obţinîndu-se astfel un coeficient general de siguranţă de 2,6, rezultat din împărţirea sarcinii portante critice determinate la încercare de 8 t pentru o tasare de circa 5,3 mm la sarcina de 3 t.

Piloţii au fost realizaţi în cadrul Trustului de construcţii Bacău** (fig. 14), de unde au fost transportaţi cu camionul (fig. 15).

S-au trasat şi plantat întîi piloţii de colţ, apoi cei de la intersecţia axelor interioare ale fundaţiilor, apoi restul

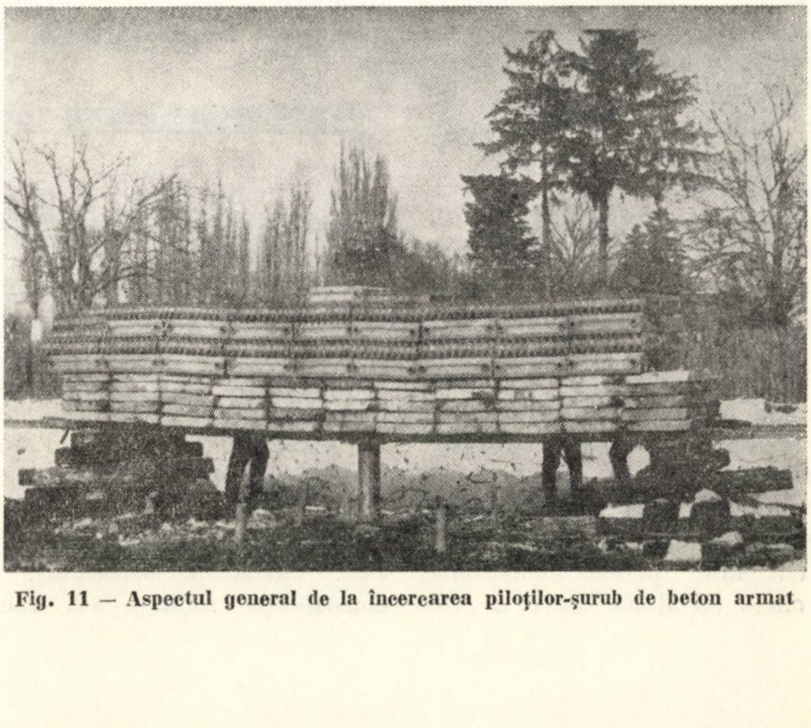


Fig. 11 — **Aspectul general de la încercarea piloţilor-şurub de beton armat**

---

* Cu colaborarea ing. Victor Gherman.

** Un concurs susţinut la executarea piloţilor a fost dat de tehn. I. Bejan. Execuţia piloţilor s-a făcut sub conducerea tehn. Petru Miţ.

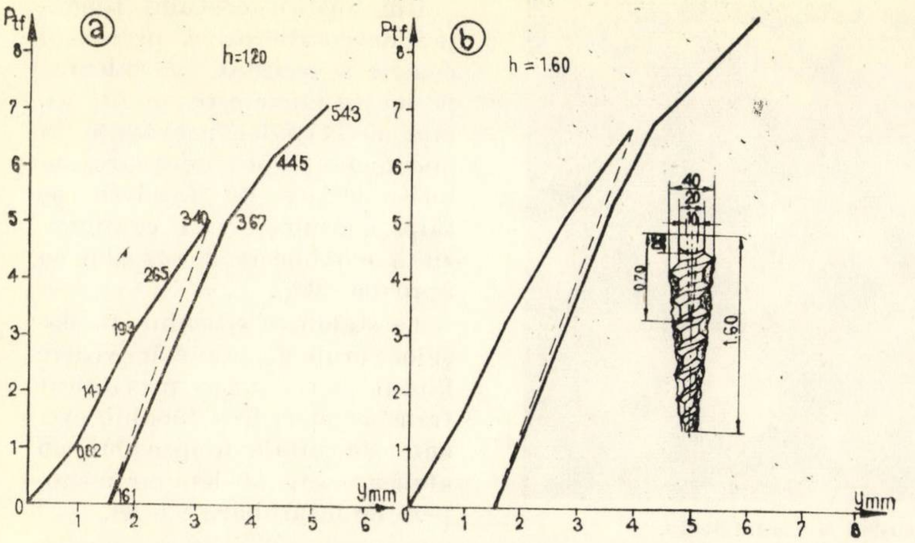


Fig. 12 — Rezultatul încercărilor a doi piloţi-şurub cu lungimea de 1,20 şi 1,60 m

piloţilor. Pentru a uşura operaţia de înşurubare, avînd în vedere că stratul de argilă prăfoasă străbătut de pilot era foarte uscat, înainte de a se trece la operaţiile de înşurubare s-au făcut la locurile de plantare a fiecărui pilot gropi cu adîncimea de 20 — 25 cm, care s-au inundat cu apă, uşurînd în acest mod operaţia de înşurubare prin micşorarea frecărilor dintre pilot şi teren.

Înşurubarea piloţilor s-a efectuat cu ajutorul unui dispozitiv confecţionat la faţa locului, alcătuit dintr-o piesă metalică de secţiune pătrată, care se îmbracă pe capul pilotului, formînd capul cheii de înşurubat. De această piesă metalică s-a sudat un capăt de ţeavă prin care a fost trecută o bilă de lemn de 4 m lungime. Înşurubarea s-a realizat prin acţionarea manuală a celor două capete, cu ajutorul a cîte doi muncitori.

Durata de înfigere a unui pilot a rezultat de 10 — 15 minute. Necesarul de forţe de muncă pentru introducerea piloţilor în teren a fost de 5 muncitori, dintre care un dulgher categoria 6 pentru trasare şi fixarea la cotă a piloţilor şi patru muncitori necalificaţi.

În timpul înfigerii piloţilor, la capetele dispozitivului de înşurubare s-a montat un dinamometru, cu ajutorul căruia s-a măsurat direct forţa necesară, respectiv momentul de torsiune.

Legătura dintre capul piloţilor-şurub şi grinzile prefabricate cu secţiunea în U s-a realizat prin betonarea spaţiilor din interiorul golurilor obţinute după rezemarea grinzilor pe piloţi.

Înălţimea acestor grinzi a fost aleasă de 45 cm, ele fiind utilizate totodată pentru realizarea elevaţiei clădirii.

Pe anumite zone s-a experimentat şi varianta executării unor centuri de beton armat monolit.

VII. CONSIDERAŢII ECONOMICE

Utilizarea piloţilor-şurub la lucrările din agricultură prezintă o serie de avantaje economice şi tehnice determinate de volumul redus de elemente necesar a fi transportat pentru executarea fundaţiilor, greutatea redusă a elementelor prefabricate ce pot fi manipulate, transportate şi montate manual, posibilităţile introducerii piloţilor în teren prin mijloace manuale sau cu ajutorul tractorului la care se poate face o simplă adaptare (fără a fi necesare pentru aceasta sonete, care sînt greoaie şi costisitoare), eliminarea executării betoanelor pe şantier, reducerea duratei de execuţie, posibilitatea de recuperare a piloţilor prin modificarea amplasamentului unor construcţii agricole etc.

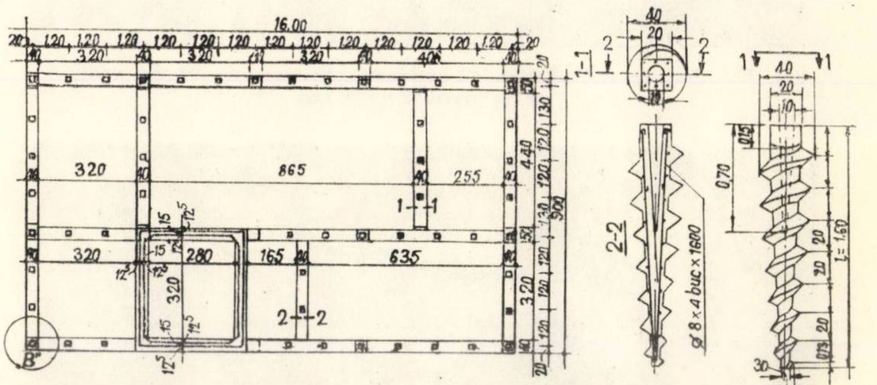


Fig. 13 — Distribuţia piloţilor la execuţia dispensarului Veterinar de la Popeşti jud. Iaşi

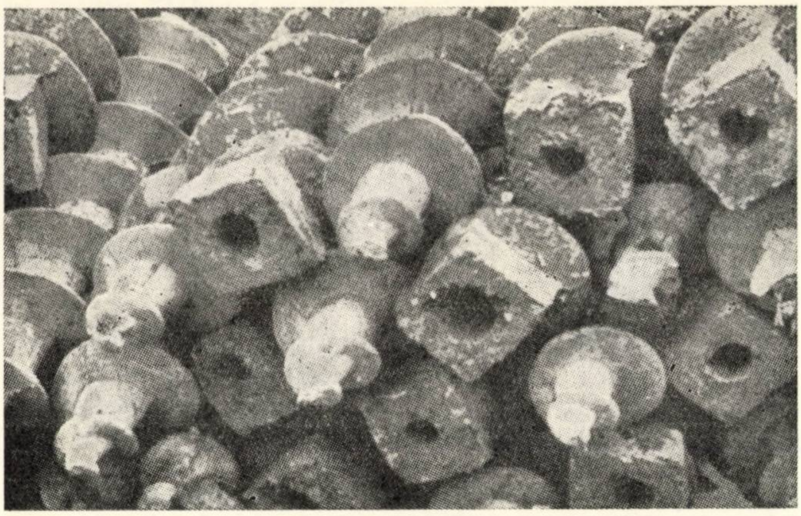


Fig. 14 — Piloţi-şurub depozitaţi la Trustul Bacău.

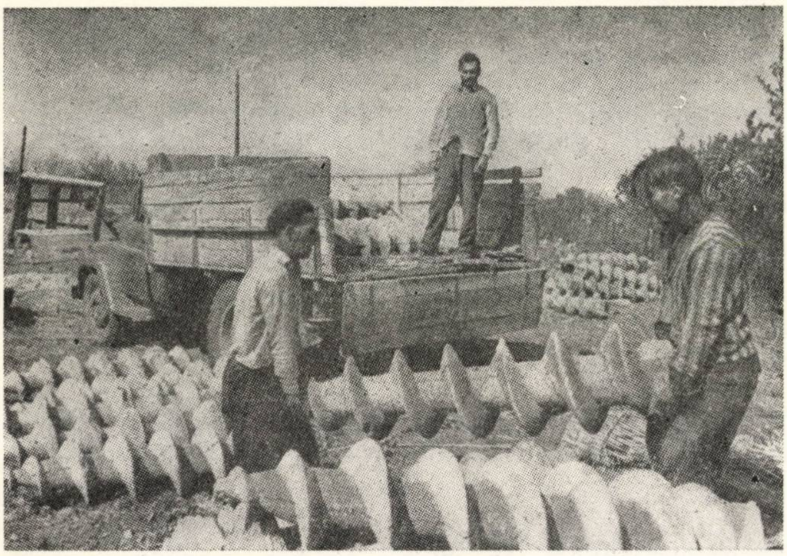


Fig. 15 — Transportul piloţilor cu camionul. Descărcarea lor din camion pe şantierul Popeşti-Iaşi

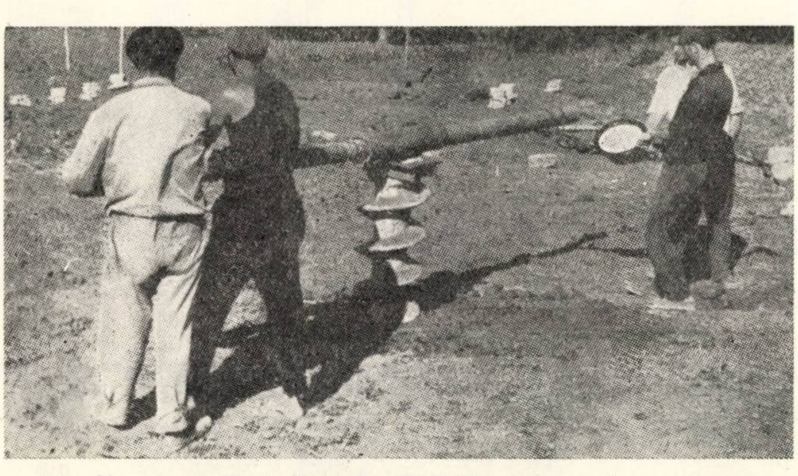


Fig. 16 — Aspect de la înşurubarea piloţilor la execuţia construcţiei dispensarului veterinar de la Popeşti

Din analiza costului fundaţiei executate după procedeul descris a rezultat că valoarea pe metru liniar este de 101 lei, faţă de 170 lei prevăzută în documentaţie prin adoptarea soluţiei clasice de fundaţii pe tălpi continue, ceea ce reprezintă o reducere a costului cu aproape 40%.

La stabilirea costului fundaţiilor-şurub s-a avut în vedere faptul că un şurub prefabricat transportat la faţa locului, executat cu cofraje de ipsos într-un atelier, costă 50 lei, iar manopera de înşurubare 8,5 lei.

VIII. CONCLUZII

Rezultatele practice obţinute la încercarea şi aplicarea în practică a piloţilor scurţi în formă de şurub de beton armat, preconizaţi de autor (ing. A. Mihul) arată posibilităţile reale de folosire a acestor elemente la executarea raţională a fundaţiilor lucrărilor de înălţimi reduse, îndeosebi la cele agrozootehnice. În acest mod se înlătură o serie de dificultăţi cunoscute astăzi la realizarea lucrărilor ciclului zero la astfel de construcţii, determinate de specificul lor.

Piloţii-şurub se pot folosi deosebit de avantajos şi la lucrările provizorii de organizare a şantierelor, avînd în vedere posibilităţile de refolosire ce se realizează prin deşurubarea lor din teren. Nu este lipsită de interes utilizarea lor şi la plantarea stîlpilor de iluminat sau la alte tipuri de construcţii.

Trecerea la aplicarea pe scară largă a unor astfel de sisteme necesită rezolvarea execuţiei lor organizate în fabrici de prefabricate sau în ateliere.

VIBROGENERATOARE MECANICE FOLOSITE ÎN CONSTRUCŢIA UTILAJELOR VIBRATOARE PENTRU COMPACTAREA PĂMÎNTURILOR

Ing. I. Bărdescu

Ministerul Construcţiilor Industriale. Trustul de mecanizare Bucureşti

Vibrogeneratorul este subansamblul principal al unui utilaj vibrator care produce vibraţiile ce se transmit, prin organul de lucru, la mediul pentru care este destinat utilajul. În literatura tehnică îl întîlnim uneori sub denumirea simplă de vibrator, denumire care trebuie evitată, deoarece produce de multe ori confuzie cu utilajul vibrator propriu-zis. Din această cauză este recomandabil să se folosească termenul de vibrogenerator ori vibroexcitator, denumire a generatorului, respectiv excitatorului de vibraţii restrînsă la un singur cuvînt. Dezvoltarea tehnicii vibrării la compactarea pămînturilor depinde în mare măsură de realizarea unor vibrogeneratoare de construcţie raţională mai ales în ceea ce priveşte puterea şi posibilitatea de reglare, atît a frecvenţei, cît şi a amplitudinii vibraţiilor.

Pentru a putea înţelege mai bine construcţia şi modul de acţionare a vibrogeneratoarelor folosite ca utilaje vibratoare pentru compactarea pămînturilor este necesar să stabilim anumite criterii de clasificare. În acest scop, dacă avem în vedere cauza care produce mişcarea vibratoare, rezultă imediat următoarele două grupe principale de vibrogeneratoare, care se mai deosebesc şi din punctul de vedere al construcţiei utilajelor vibratoare: *vibrogeneratoare cu vibraţii parametrice*, la care vibraţiile se produc datorită variaţiei constantelor elastice ale unor arcuri elicoidale, şi *vibrogeneratoare cu vibraţii forţate*, la care vibraţiile se produc sub influenţa unei forţe exterioare sistemului vibrator.

I. Vibrogeneratorul cu vibraţii parametrice este întîlnit numai la maiul vibrator (fig. 1). Aici, un mecanism bielă-manivelă transformă mişcarea de rotaţie dată de motor într-o mişcare liniară alternativă. Această mişcare aplicată unui piston şi unui pachet de arcuri elicoidale dispuse în partea superioară a corpului maiului este transmisă unui alt piston şi unui alt pachet de arcuri, dispuse în partea inferioară a corpului maiului, care o transformă în mişcare de vibrare.

II. Vibrogeneratoarele cu vibraţii forţate, realizate într-o varietate mare de tipuri, se întîlnesc la plăci compactoare vibratoare (fig. 2) şi la cilindri compactori vibratori (fig. 3).

În continuare ne vom ocupa numai de tipurile de vibrogeneratoare cu vibraţii forţate.

După cum se cunoaşte, din punct de vedere constructiv, vibrogeneratoarele folosite şi la alte utilaje vibratoare, nu numai la cele pentru compactarea pămînturilor, pot fi: mecanice, pneumatice, hidraulice şi electromagnetice.

Vibrogeneratoarele pneumatice şi hidraulice, care pot fi cu piston sau cu rotor, cît şi cele electromagnetice, sînt folosite în cea mai mare parte la utilajele vibratoare pentru compactarea betoanelor.

Vibrogeneratoarele mecanice, deşi sînt şi ele folosite la compactarea betoanelor, totuşi s-au dezvoltat în mare măsură la utilaje vibratoare pentru compactarea pămînturilor, unde le întîlnim într-o largă gamă de tipuri. Aceste vibrogeneratoare mecanice sînt acţionate de motoare cu *ardere internă*, de motoare *hidraulice* şi de motoare *electrice*, în acest caz numindu-se uneori şi electromecanice.

Cu privire la *vibrogeneratoarele mecanice* folosite la utilajele vibratoare pentru compactarea pămînturilor, pentru a le putea prezenta, le vom clasifica după următoarele criterii:

1. **După construcţia vibrogeneratoarelor:**

1.1. vibrogeneratoare de tip *excentric*;
1.2. vibrogeneratoare de tip *pendular*;
1.3. vibrogeneratoare de tip *planetar*.

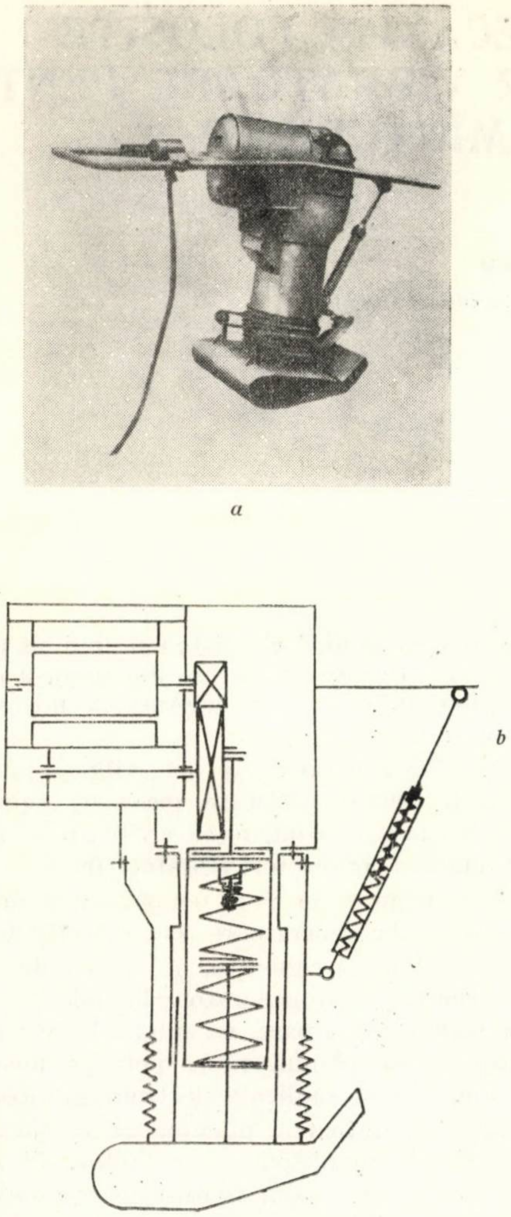


Fig. 1 — Mai vibrator
a — vedere ; *b* — schema constructivă

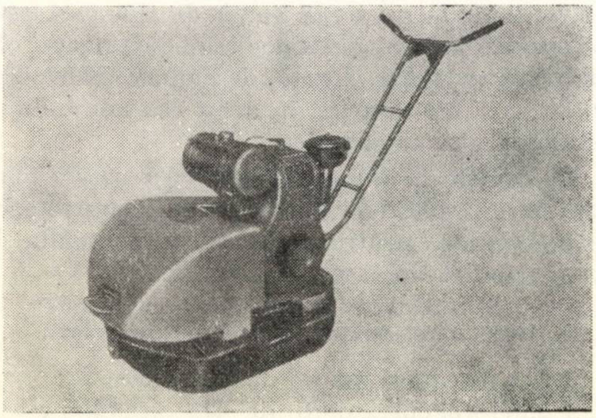


Fig. 2 — Placă compactoare vibratoare

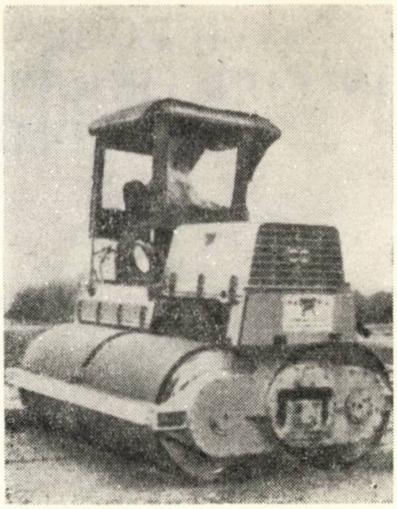


Fig. 3 — Cilindru compactor vibrator

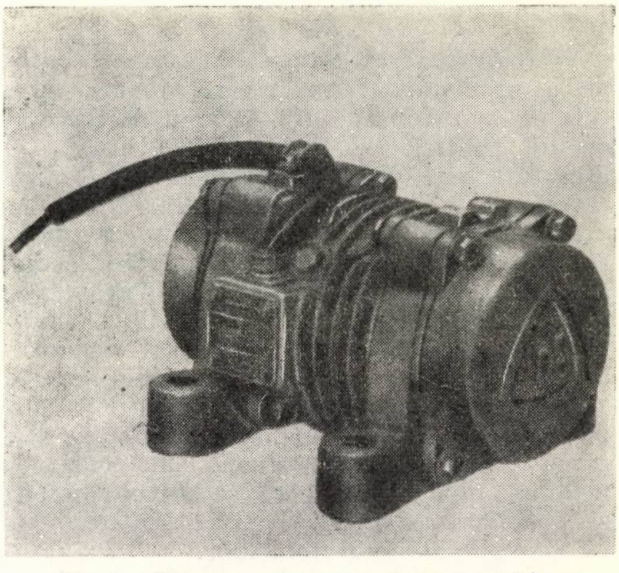


Fig. 4 — Vibrogenerator cu un singur excentric

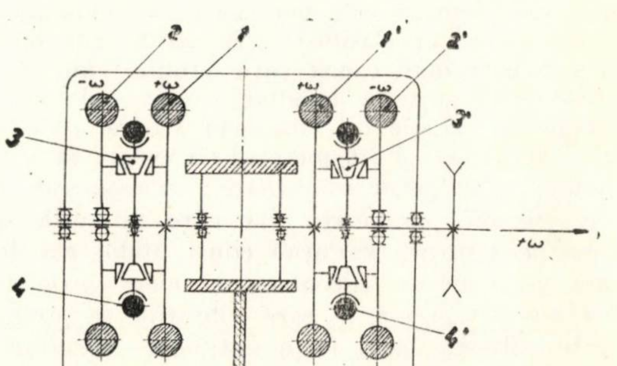


Fig. 5 — Vibrogenerator cu un arbore și două perechi de excentrice

1 și *1'* — excentrice fixate pe arbore ; *2* și *2'* — excentrice montate pe arbore ; *3* și *3'* — roţi conice ; *4* și *4'* — angrenaje melcate ; *5* — talpa plăcii

2. **După numărul vibrațiilor :**

2.1. vibrogenerator cu *vibrații simple* (monoarmonice) avînd o singură frecvență ;

2.2. vibrogenerator cu *vibrații compuse* (poliarmonice) de frecvențe diferite.

3. După **acțiunea forței perturbatoare :**

3.1. vibrogenerator cu *acțiune nedirijată* (circulară sau eliptică) ;

3.2. vibrogenerator cu *acțiune dirijată* (liniară sau de translație), numit și vibrogenerator cu *acțiune unidirecțională.*

4. **După felul transmisiei mișcării** de la motor la vibrogenerator :

4.1. vibrogenerator cu transmisie *mecanică*;
4.2. vibrogenerator cu transmisie *hidrostatică*;
4.3. vibrogenerator cu transmisie *electrică.*

5. **După mărimea frecvenței mișcării vibratorii :**

5.1. vibrogenerator de *frecvență joasă* cuprinsă între 500—1200 vibr./min. ;

5.2. vibrogenerator de *frecvență medie* cuprinsă între 1201—3200 vibr./min. ;

5.3. vibrogenerator de *frecvență înaltă* cuprinsă între 3201—5400 vibr./min.

1.1. VIBROGENERATOARE DE TIP EXCENTRIC

Aceste vibrogeneratoare alcătuiesc grupa cea mai mare și se pot împărți după următoarele criterii:

111. După **numărul excentricelor :**

1.111. vibrogenerator cu *un singur excentric* ;
1.112. vibrogenerator cu *una* sau cu *mai multe perechi* de excentrice.

112. După **mărimea momentului static al excentricelor :**

1.121. vibrogenerator cu momentul static al excentricelor *nereglabil* ;

1.122. vibrogenerator cu momentul static al excentricelor *reglabil.*

1.111. **Vibrogeneratorul cu un singur excentric** are o singură masă excentrică în mișcare de rotație (fig. 4). Excentricitatea masei se realizează printr-un arbore excentric sau cotit, prin fixarea excentrică a masei pe un braț sau pe un disc etc.

Acest tip de vibrogenerator produce vibrații circulare sau eliptice ale organului de lucru. Pentru echilibrarea mașinii, masa excentrică se împarte în două părți dispuse simetric la cele două capete ale arborelui vibrogeneratorului.

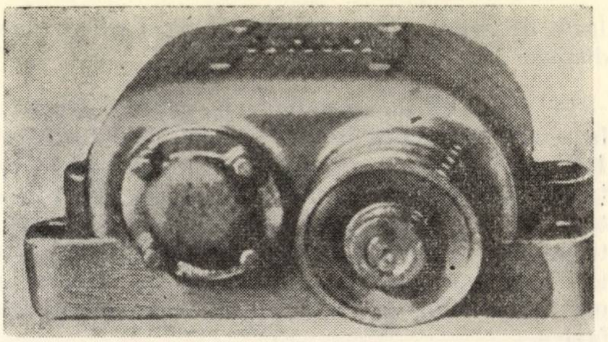


Fig. 6 — Vibrogenerator cu doi arbori și o pereche de excentrice ce se rotesc în sensuri contrarii

1.112. **Vibrogeneratorul cu una sau cu mai multe perechi de excentrice** produce vibrații dirijate. Excentricele pot fi dispuse pe un singur arbore, pe doi sau chiar pe trei arbori.

11.121. **Vibrogeneratorul cu un arbore** este dotat de obicei cu patru excentrice identice, din care două sînt fixate pe arbore, iar celelalte două sînt montate liber pe același arbore și au o transmisie separată, care le imprimă o mișcare

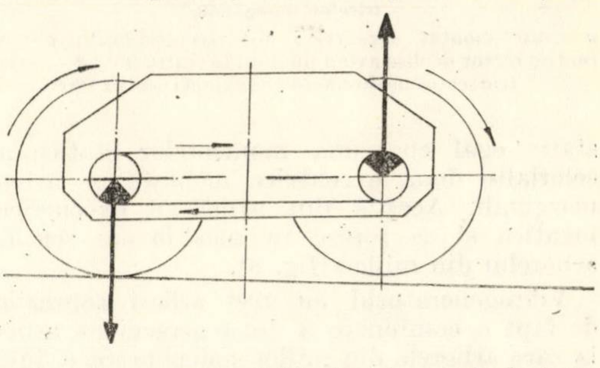


Fig. 7 — Vibrogenerator cu doi arbori și o pereche de excentrice ce se rotesc în aceleași sensuri

în sens invers rotirii excentricelor fixate pe arbore (fig. 5).

11.122. **Vibrogeneratorul cu doi arbori** este dotat cu două excentrice și poate fi realizat în două variante :

111.221. **Vibrogenerator cu rotații sincrone în sens contrariu și cu excentrice sinfazice,** adică arborii se rotesc cu aceeași viteză unghiu-

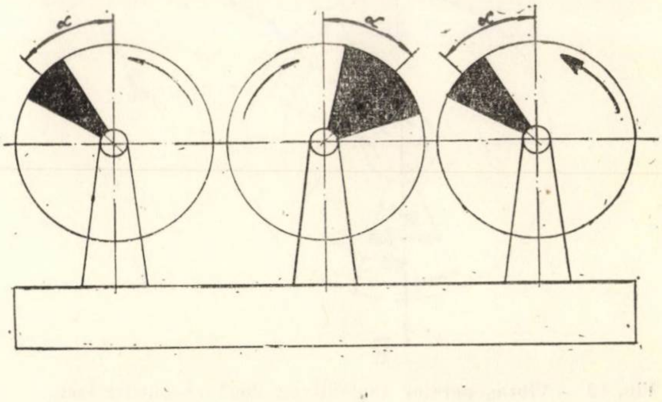


Fig. 8 — Vibrogenerator tip excentric cu trei arbori

Iară în sens contrariu, iar excentricele sînt dispuse simetric (fig. 6).

111.222. Vibrogenerator cu rotații sincrone în aceleași sensuri, avînd excentricele defazate cu 180°. Acest sistem mai este numit cu dublă vibrație și este folosit la cilindrii compactori vibratori (fig. 7). Datorită faptului că masele excentrice sînt dispuse defazat cu 180°, periodicitatea forței perturbatoare este de două ori mai mare față de sistemul cu excentricele sinfazice.

11.123. Vibrogeneratorul cu trei arbori este realizat în așa fel încît pe arborele din mijloc se montează un excentric avînd momentul static egal cu suma momentelor statice ale celorlalte două excentrice montate pe arborii marginali. Aceștia din urmă au excentricele identice și se rotesc în sens invers sensului arborelui din mijloc (fig. 8).

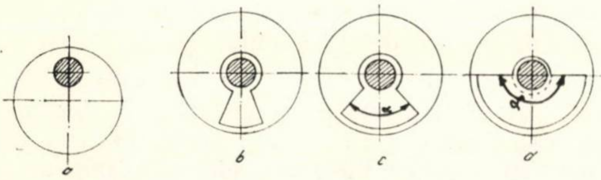


Fig. 9 – Vibrogeneratoare cu momentele statice ale excentricelor nereglabile

a — disc montat excentric ; *b* — excentric-braț ; *c* — excentric sector de disc avînd unghiul la centru 90° ; *d* — excentric sector de disc avînd unghiul la centru 180°

Vibrogeneratorul cu trei arbori reprezintă de fapt o combinare a două perechi de arbori, la care arborele din mijloc îndeplinește o dublă funcțiune, formînd pereche cu fiecare din arborii marginali. Acest vibrogenerator se folosește atunci cînd este necesar să obținem valori mari ale forței perturbatoare.

1.121. Vibrogeneratoare cu momentele statice ale excentricelor nereglabile

În această grupă se includ următoarele tipuri :

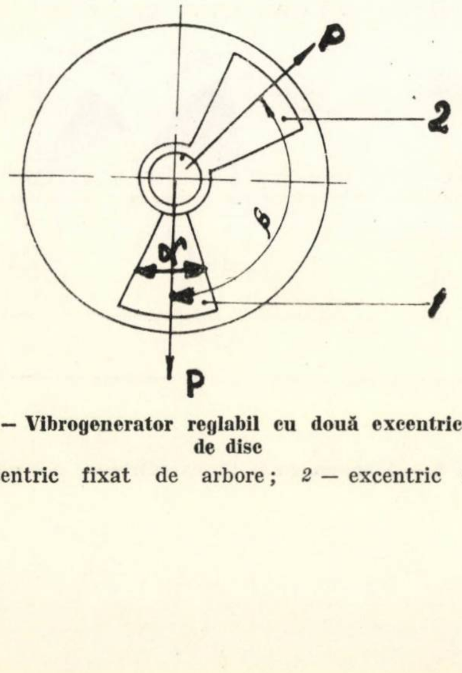


Fig. 10 – Vibrogenerator reglabil cu două excentrice sector de disc

1 — excentric fixat de arbore ; *2* — excentric reglabil

11.211. vibrogenerator cu disc montat excentric (fig. 9 *a*) ;

11.212. vibrogenerator cu excentric-braț (fig. 9 *b*) ;

11.213. vibrogenerator cu excentric sector de disc, avînd unghiul la centru α de 90° (fig. 9 *c*) sau de 180° (fig. 9 *d*) ;

11.214. vibrogenerator cu arbore excentric sau cu arbore cotit.

1.122. Vibrogenerator cu moment static al excentricelor reglabil

Din această grupă fac parte următoarele :

11.221. Vibrogenerator reglabil cu două excentrice sector de disc

La această construcție (fig. 10), unul din excentrice, spre exemplu *1*, este fixat de arbore, iar celălalt, *2*, poate fi rotit față de primul cu un unghi β, după care se fixează și el pe arbore. Unghiul β se poate regla în limitele de la 0 la 180°. Și în acest caz unghiul constructiv α variază de obicei între limitele 90 și 180°. Prin rotirea excentricului reglabil se obține variația fără trepte a mărimii momentului static al vibrogeneratorului de la zero la o valoare maximă. În general, pentru echilibrarea vibrogeneratorului, aceste excentrice se montează la ambele capete ale arborelui.

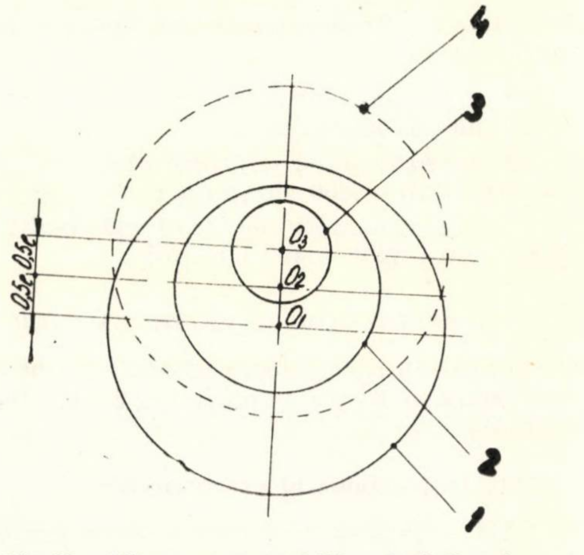


Fig. 11 – Vibrogenerator reglabil cu două discuri

1 — disc reglabil ; *2* — disc fixat pe arbore ; *3* — arbore ; *4* — poziția neutră a discului reglabil (*e* = 0)

11.222. Vibrogenerator reglabil cu două discuri

Și în acest caz, prin modificarea poziției discului reglabil *1* în raport cu discul *2* fixat de arborele *3*, deși masa acestor două discuri rămîne constantă, mărimea momentului static se poate modifica de la zero pînă la o valoare maximă datorită variației mărimii excentricității, tot de la zero pînă la valoarea maximă *e* (fig. 11).

11.223. Vibrogenerator reglabil de tip excentric cu arc

Excentricul mobil *2* se montează strîns pe arborele *1* cu ajutorul arcului *6* comprimat în prealabil (fig. 12). În această poziție, momentul static al excentricului, în raport cu axul arborelui, are valoarea minimă. Atît timp cît viteza de rotație a arborelui este mai mică decît o anumită viteză critică, excentricul se menține în poziția inițială de montaj. Cînd viteza de rotație depășește această viteză critică, forța centrifugă creată de excentric învinge forța de comprimare prealabilă a arcului și excentricul este îndepărtat de axul arborelui cu o cursă limitată de inelul de oprire *8*. Acum momentul static al excentricului crește pe seama măririi excentricității și vibrația devine mai intensă. Deci, excentricitatea se mărește sau se micșorează automat pe seama creșterii, respectiv scăderii numărului de rotații ale arborelui și o dată cu ea variază și mărimea momentului static al excentricului. Cursa excentricului mobil se poate regla și ea prin schimbarea poziției inelului de oprire *8* pe manșonul *7*.

O astfel de construcție de excentric cu arc reglabil permite evitarea fenomenului de rezonanță atunci cînd frecvența vibrogeneratorului coincide cu frecvența vibrațiilor libere ale sistemului elastic și care are loc de obicei la pornirea și oprirea vibrogeneratorului. Excentricul mobil se depărtează în procesul de pornire după trecerea prin frecvența de rezonanță, iar la oprire se retrage înainte de a apărea viteza de rotație corespunzătoare rezonanței, realizînd în ambele cazuri o forță perturbatoare mică în zona de rezonanță.

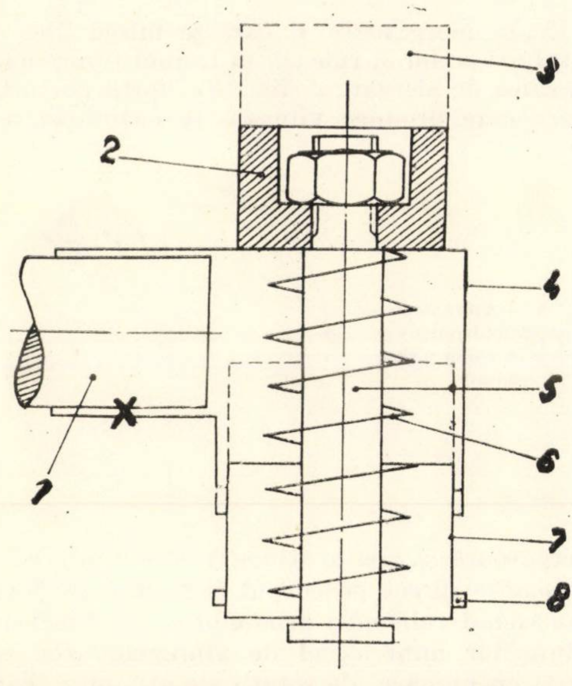


Fig. 12 — Vibrogenerator reglabil de tip excentric cu arc
1 — arbore ; *2* — excentric mobil în poziție inițială ; *3* — excentric mobil după înaintare ; *4* — corpul excentricului ; *5* — tije ; *6* — arc elicoidal ; *7* — manșon ; *8* — inel de oprire

11.224. Vibrogenerator reglabil cu adaos de masă excentrică

La vibrogeneratoarele reglabile cu două excentrice sector de disc, cu două discuri sau excentrice cu arc, variația momentului static al excentricelor are loc pe seama variației excentricității, masele excentrice rămînînd constante.

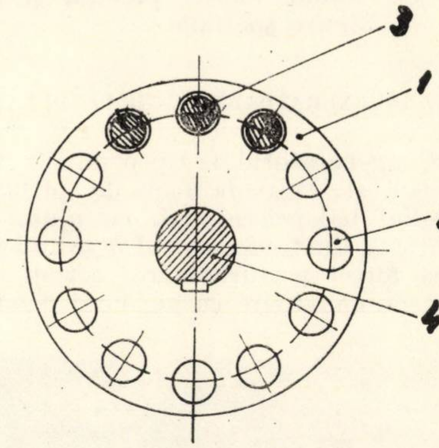


Fig. 13 — Vibrogenerator reglabil cu adaos de masă excentrică
1 — disc ; *2* — gol în disc ; *3* — bară ; *4* — arbore

În cazul vibrogeneratorului reglabil cu adaos de masă excentrică se pot obține mai multe mărimi ale momentului static al excentricului, prin adaos de greutăți. Spre exemplu, la vibrogeneratorul de tip excentric sub formă de disc cu goluri și bare (fig. 13), discul *1* este

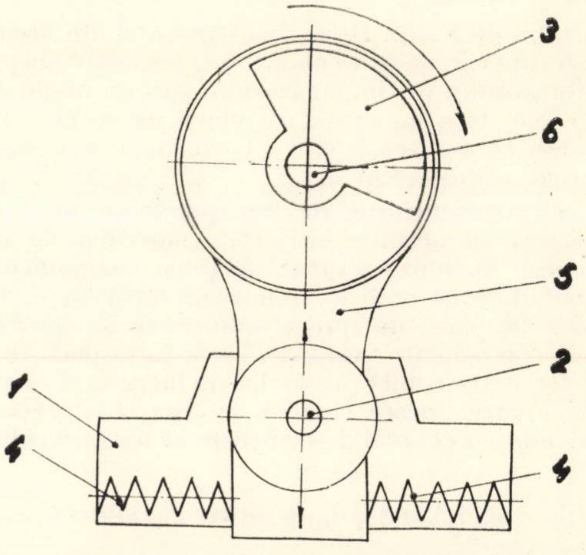


Fig. 14 — Vibrogenerator pendular
1 — placă de sprijin ; *2* — articulație ; *3* — excentric ; *4* — amortizoare ; *5* — balansier ; *6* — arborele excentricului

prevăzut cu mai multe goluri *2* în care se pot introduce un număr diferit de bare *3*.

Cu privire la vibrogeneratoarele de tip excentric, ele pot fi aplicate cel mai raţional la maşinile vibratoare de joasă şi medie frecvenţă. În cazul frecvenţelor înalte apar forţe de inerţie atît de mari, încît se produce o uzură rapidă a arborelui excentric şi distrugerea rulmenţilor. Se pot utiliza vibrogeneratoare de tip excentric şi la frecvenţe înalte, însă aceasta impune o serie de măsuri, ca : folosirea de rulmenţi speciali pentru turaţii mari, rezistenţi la vibraţii şi avînd joc radial mărit, precum şi a unor unsori consistente speciale.

1.2. VIBROGENERATOARE DE TIP PENDULAR

La vibrogeneratorul de tip pendular (fig. 14), corpul său este legat de placa de sprijin *1* prin intermediul balansierului *5*, cu ajutorul unei articulaţii *2*. Cînd excentricul *3* se roteşte, sub acţiunea forţei perturbatoare, corpul execută oscilaţii asemănătoare cu ale unui pendul suspendat de o axă. Două amortizoare *4* din arcuri sau cauciuc menţin balansierul, respectiv corpul vibratorului în timpul lucrului sub un unghi de 45—90° faţă de suprafaţa plăcii de sprijin. De obicei se montează cîte un excentric la fiecare capăt al arborelui *6*.

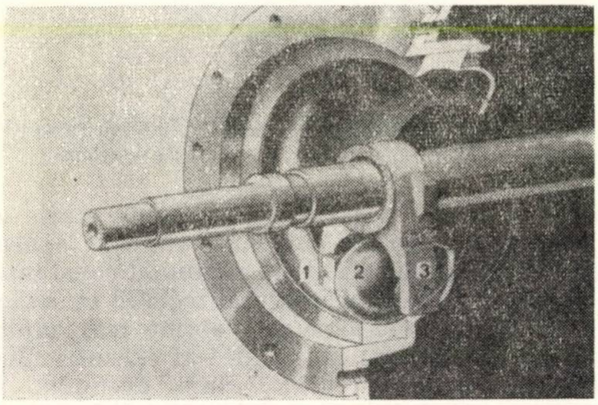


Fig. 15 — Vibrogenerator planetar cu bilă rotitoare
1 — cale de rulare circulară ; *2* — bilă ; *3* — antrenor

Vibrogeneratorul de tip pendular produce vibraţii cu acţiune dirijată. Amortizoarele lucrează în sens contrar forţelor componente orizontale pe care le atenuează simţitor, astfel încît pe placa de sprijin acţionează numai forţele componente verticale. Deci, forţa perturbatoare se transmite organului de lucru în direcţia liniei care uneşte centrul de rotaţie al excentricului cu centrul de suspensie al balansierului.

1.3. VIBROGENERATOARE DE TIP PLANETAR

Aceste vibrogeneratoare produc vibraţii cu acţiune nedirijată. Sistemele constructive cele mai folosite la compactarea pămînturilor sînt :

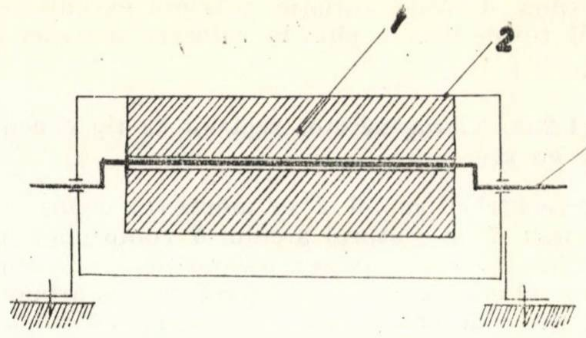


Fig. 16 — Vibrogenerator planetar cu roată alergătoare
1 — roată alergătoare ; *2* — cale de alergare ; *3* — arbore cotit

131. Vibrogenerator de tip planetar cu bilă rotitoare

Aici vibraţiile sînt provocate de bila *2* (fig. 15), care are o greutate însemnată, de cca 7 kg, ce este pusă în mişcare în calea de rulare circulară *1*, de către antrenorul *3* montat pe arborele de acţionare. Forţa centrifugă a bilei în mişcare se transmite direct la mantaua valţului cilindrului compactor, protejînd lagărele arborelui. La procedeul tradiţional cu un arbore excentric în rotaţie, vibraţiile se transmit mantalei valţului prin lagărele arborelui, astfel că aceste lagăre trebuie să suporte solicitări foarte mari. Principiul bilă-traiectorie oferă avantaje deosebite atunci cînd este necesară o forţă centrifugă mare. Se poate obţine şi o mare amplitudine a vibraţiilor.

132. Vibrogenerator de tip planetar cu roată alergătoare

Roata alergătoare *1*, care se mişcă liber pe cotul arborelui *3*, rulează în timpul funcţionării pe calea de alergare *2* (fig. 16). Forţa perturbatoare care produce vibraţia se datoreşte roţii alergătoare şi poate atinge valori mari. Ea se transmite direct pe corpul organului de lucru, descărcînd rulmenţii arborelui cotit. Frecvenţa vibraţiilor unui astfel de vibrogenerator este egală cu numărul de rotaţii ale arborelui cotit. Datorită faptului că în timpul lucrului se produc tensiuni mici în locul de contact al roţii alergătoare cu calea de rulare, se realizează o

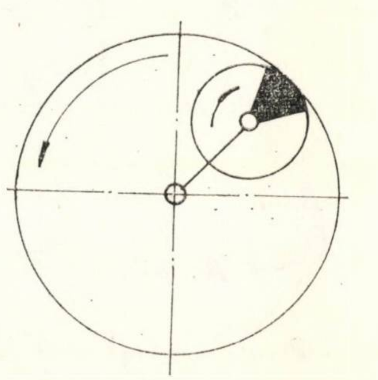


Fig. 17 — Vibrogenerator planetar cu excentric în roata alergătoare

durată mare de serviciu a vibrogeneratorului. Acest tip de vibrogenerator este folosit în construcţia plăcilor vibratoare de tip greu, cu frecvenţă joasă şi medie.

S-a realizat şi o construcţie de vibrogenerator tip planetar, care are dispus un excentric în roata alergătoare (fig. 17). În acest fel se pot transmite puteri mai mari şi se oferă posibilitatea obţinerii vibraţiilor compuse.

2.1. VIBROGENERATOARE CU VIBRAŢII SIMPLE

Vibrogeneratorul cu vibraţii simple (monoarmonice) produce vibraţii cu o singură armonică, respectiv o singură frecvenţă. Amplitudinea forţei perturbatoare care se produce variază simetric în timp în raport cu linia zero. În momentul de faţă, aceste tipuri de vibrogeneratoare sînt cele mai răspîndite.

2.2. VIBROGENERATOARE CU VIBRAŢII COMPUSE

O problemă nouă care se pune la dezvoltarea tehnicii vibrării este aceea a folosirii vibraţiilor compuse şi nesimetrice. Unul din procedeele aplicate constă în compunerea a două sau a cîtorva armonici de frecvenţe diferite, astfel încît într-un interval de timp ele să se adune, iar înaltul să se scadă. Din această cauză, ele se mai numesc şi vibrogeneratoare poliarmonice sau cu multifrecvenţă.

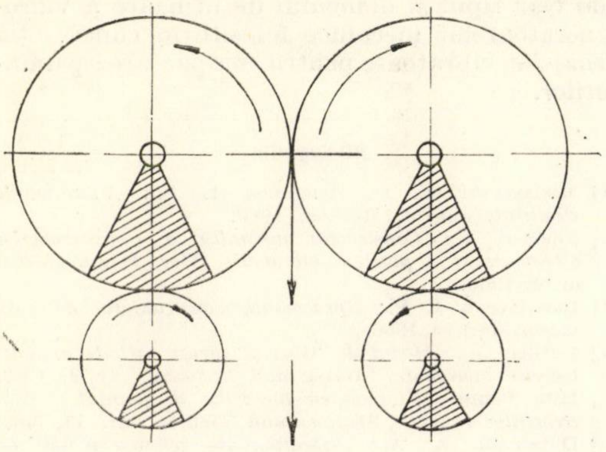


Fig. 18 – Vibrogenerator nesimetric cu patru mase excentrice în rotaţie

Cînd se compun două armonici de frecvenţe diferite rezultă vibraţii biarmonice şi nesimetrice. Aceste vibrogeneratoare se mai numesc şi cu dublă frecvenţă. Schema unui vibrogenerator cu vibraţii biarmonice şi nesimetrice, avînd patru excentrice, este arătată în figura 18. La această construcţie, cele două excentrice mari cuplate se rotesc în sensuri opuse şi creează o forţă perturbatoare mare dirijată, formînd *armonica I*, iar celelalte două excentrice mici cuplate se rotesc tot în sensuri opuse, însă de două ori mai repede, creînd o forţă perturbatoare mai mică, de asemenea dirijată, care îşi schimbă semnul de două ori mai repede, formînd *armonica a II-a*. În urma compunerii acestor două armonici, variaţia forţei însumate capătă un caracter compus; forţele se adună în jos şi se scad în sus.

Componentele armonicelor pot fi alese în aşa fel încît vibrogeneratorul să transmită forţa perturbatoare la organul de lucru cu asimetrie, în direcţie verticală sau înclinată.

3.1. VIBROGENERATOARE CU ACŢIUNE NEDIRIJATĂ

Vibrogeneratoarele cu acţiune nedirijată produc vibraţii circulare sau eliptice. Din această categorie fac parte vibrogeneratoarele tip excentric cu o singură masă în rotaţie şi vibrogeneratoarele de tip planetar. Aceste vibrogeneratoare se caracterizează prin aceea că forţa perturbatoare creată de ele în cursul unei rotaţii a arborelui îşi menţine mărimea, dar îşi schimbă continuu direcţia.

3.2. VIBROGENERATOARE CU ACŢIUNE DIRIJATĂ

Vibrogeneratoarele cu acţiune dirijată se caracterizează prin aceea că forţa perturbatoare creată de ele în cursul unui ciclu îşi menţine direcţia şi îşi schimbă continuu mărimea de la zero pînă la o valoare maximă.

Pentru crearea forţei perturbatoare dirijate se aplică două procedee :

321. Anularea componentelor care acţionează în direcţie nedorită, prin forţe egale şi de sens contrar. Acest procedeu este folosit la vibrogeneratoarele de tip excentric, avînd una sau mai multe perechi de mase excentrice în mişcare de rotaţie. Aici rotaţia sinfazică şi sincronă se obţine, fie prin legătură mecanică, în care caz

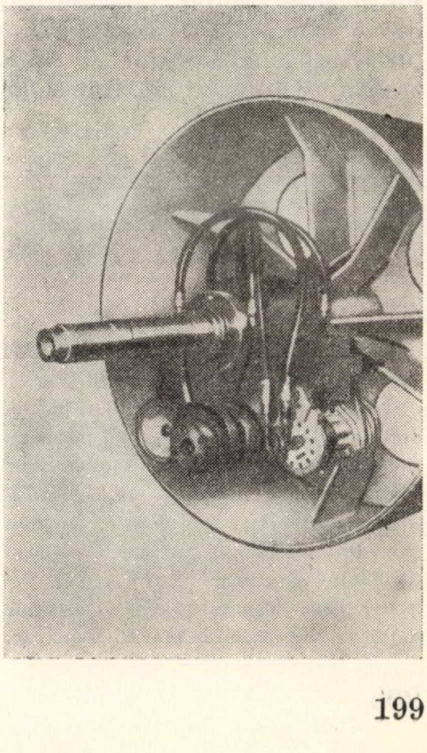


Fig. 19 – Vibrogenerator cu transmisie hidrostatică; transmisie de la motorul hidraulic la arborele vibrogeneratorului prin curele trapezoidale

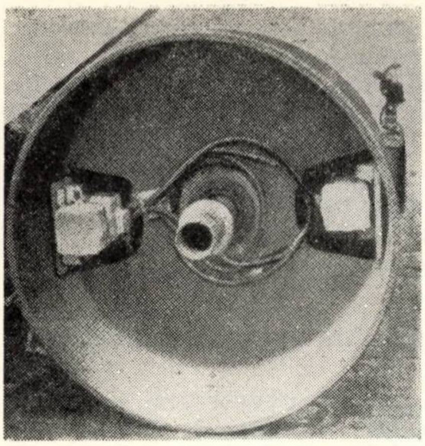


Fig. 20 – Vibrogenerator cu transmisie electrică montat pe valţul din faţă al unui cilindru compactor vibrator

excentricele sînt cuplate printr-o transmisie cu roţi dinţate, fie prin legătură electrică, în care caz excentricele se autosincronizează.

322. Folosirea proprietăţii braţului articulat prin care forţa se transmite articulaţiei numai de-a lungul axei sale. Acest procedeu este folosit la vibrogeneratoarele tip pendular.

4.1. VIBROGENERATOARE CU TRANSMISIE MECANICĂ

În acest caz, transmisia mişcării, respectiv a forţei de la arborele motorului la arborele vibrogeneratorului, se face prin roţi dinţate, prin lanţ sau curele trapezoidale.

4.2. VIBROGENERATOARE CU TRANSMISIE HIDROSTATICĂ

Aici motorul utilajului vibrator, care este de obicei cu ardere internă, antrenează o pompă hidraulică; aceasta, la rîndul ei, prin intermediul unor conducte hidraulice în general flexibile, acţionează un motor hidraulic.

Motorul hidraulic poate fi montat pe arborele vibrogeneratorului şi deci mişcarea se transmite direct sau poate fi montat în apropierea arborelui vibrogeneratorului şi atunci mişcarea se transmite prin curele trapezoidale, aşa cum se vede în figura 19, unde un vibrogenerator pendular este montat excentric pe osia din faţă a unui cilindru compactor vibrator.

4.3. VIBROGENERATOARE CU TRANSMISIE ELECTRICĂ

La aceste tipuri de vibrogeneratoare, un motor Diesel acţionează, prin intermediul unui cuplaj, un generator de curent alternativ. De aici curentul se transmite prin conductori electrici la motoarele electrice ale vibrogeneratoarelor mecanice sau la vibrogeneratoarele electromagnetice, care sînt montate pe placa vibratoare sau pe mantaua valţului cilindrului compactor, ca în figura 20.

★

După cum se poate constata, pînă în prezent, utilajele vibratoare pentru compactarea pămînturilor folosesc o gamă largă de vibrogeneratoare mecanice. De aceea, pentru înţelegerea principiilor de lucru, cît şi pentru studierea acestor vibrogeneratoare a fost necesară o clasificare a lor la baza căreia au stat criteriile stabilite la începutul lucrării. De asemenea, s-a indicat o terminologie care să definească mai clar tipul şi domeniul de utilizare a vibrogeneratoarelor mecanice folosite în construcţia utilajelor vibratoare pentru compactarea pămînturilor.

Bibliografie

[1] Miklaşevski E. P., Meligunov I. F.: *Vibraţionnîe stroitelnîe maşinî*, Moskva, 1960.

[2] Theiner I.: *Construcţia mecanică a compresoarelor vibratoare şi a plăcilor vibratoare,* Der Bauingenieur, nr. 4, 1966.

[3] Borodaceva I. P.: *Spravocinik konstruktora dorojnîh maşin*, Moskva, 1960.

[4] Luther G.: *Modul de lucru şi caracteristicile compactoarelor vibratoare,* Strasse und Autobau, nr. 3, 1967.

[5] Hille Brunu: *Vibratoarele lucrărilor de pămînt şi construcţiilor de şosele,* Strassen und Tiefbau, nr. 11, 1962.

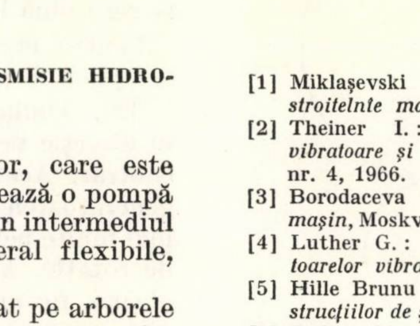
[6] Dubrovski A. A.: *Vibraţionnaia tehnica v selskom hosiaistve,* Moskva, 1968.

[7] Shamin H. Mohsin: *Cercetări privind compactarea dinamică a sistemelor de compactare,* Baumaschine und Bautechnik, nr. 14, 1967.

PANOURI DE FAŢADĂ DIN BETON COLORAT ŞI TRATAT CU ACID

La Londra a fost construit un bloc turn cu 19 etaje pentru birouri (fig. 1).

Terenul dificil pe care se ridică blocul, sub care trece în subteran un metro, a determinat implantarea, dimensiunile construcţiei şi înălţimea sa. Dimensiunile construcţiei pe plan rectangular sînt de 14,4 + 39,6 m şi s-au folosit 11 000 m² de planşeu.



Panourile portante care constituie faţadele sînt prefabricate din beton cu agregate uşoare (zgură expandată) care asigură un compromis între necesităţile de rezistenţă mecanică, izolare termică şi greutate moderată.

Culoarea cenuşie, destul de închisă, a fost obţinută cu ajutorul oxidului de fier şi este rezistentă la intemperii. Aspectul mat al faţadelor este produs de spălarea cu acid a paramentelor exterioare.

(*Bâtir* nr. 179)

CONSIDERAȚII PRIVIND ALEGEREA RAȚIONALĂ A MACARALELOR UTILIZATE LA MONTAJUL CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE*

Dr. ing. **I. Bucur**

I. INTRODUCERE

Dezvoltarea vertiginoasă a construcțiilor civile, industriale și hidrotehnice în țara noastră în anii puterii socialiste a determinat înzestrarea întreprinderilor de construcții-montaj cu o gamă variată de mașini prin intermediul cărora procesele de muncă în construcții au fost în bună parte mecanizate.

Macaralele de construcții și în principal macaralele de montaj dețin o pondere însemnată în grupa utilajelor de construcții, reprezentînd utilajul tehnologic de bază în schema de mecanizare complexă, datorită faptului că, sub aspectul greutății, cca 90% din materialele și elementele de construcție sînt supuse transportului pe verticală [1].

În prezent, industria construcțiilor este dotată cu o gamă variată de macarale, de la cele mai ușoare tipuri pînă la macaralele grele pe pneuri și șenile cu sarcina nominală de 120 tf sau macaralele turn cu momentul sarcinii de 1425 tfm.

Slaba preocupare manifestată în ceea ce privește cunoașterea și folosirea metodelor moderne de alegere a tipurilor optime de macarale, precum și ritmul intens de dotare cu aceste utilaje impus de nevoile șantierelor, au dus la formarea unor parcuri de macarale care prezintă numeroase inconveniente, cum sînt : grad de diversificare ridicat, procentul mare al macaralelor turn și pe șenile în comparație cu al macaralelor mobile pe pneuri, numărul ridicat al excavatoarelor-macara etc.

O deficiență importantă a parcurilor o constituie și lipsa de concordanță dintre parametrii tehnologici ai macaralelor și parametrii clădirilor care se execută, caracterul elementelor constructive folosite și condițiile de execuție a lucrărilor.

Etapa actuală de dezvoltare economică a țării impune ridicarea calitativă a activității tuturor ramurilor industriale, inclusiv a construcțiilor, prin introducerea în producție, la timp, a cuceririlor științei și tehnicii contemporane. În sensul celor menționate trebuie să se înscrie și preocuparea pentru optimizarea structurii parcurilor de macarale ale unităților de construcții-montaj, înțelegînd prin aceasta dotarea cu mașini care să asigure productivitatea cea mai înaltă și prețul de cost cel mai scăzut al lucrărilor efectuate.

Metoda de calcul propusă pentru soluționarea acestui gen de probleme rezultă din cele ce urmează, unde prezentarea noțiunilor teoretice de bază este axată pe datele și concluziile unei cercetări avînd drept scop determinarea tipurilor și parcurilor optime de macarale necesare pentru montajul halelor industriale din metalurgie și construcții de mașini [2].

II. METODA DE CALCUL PROPUSĂ PENTRU DETERMINAREA UTILAJULUI OPTIM DE MONTAJ

În ultimii ani, diferiți autori au efectuat o serie de cercetări privind alegerea tipurilor optime de macarale de montaj. Majoritatea lucrărilor apărute se referă însă la montajul construcțiilor civile caracterizate printr-un grad înalt de tipizare a schemelor structurale și elementelor constructive, în timp ce alegerea macaralelor pentru montajul halelor industriale, executate de regulă pe bază de proiecte unicate, s-a bucurat de o atenție redusă.

Prin aceasta, unii autori pun accentul pe determinarea parametrilor tehnici optimi ai macaralelor. Alții, dimpotrivă, acordă importanță numai calculului indicatorilor tehnico-economici de exploatare.

O soluționare completă și corectă a problemei impune îmbinarea ambelor laturi — tehnică și economică — ceea ce presupune stabilirea mai întîi a posibilității de a folosi utilajul din punct de vedere tehnic în condițiile de lucru date și apoi de a alege tipul optim din seria de macarale analizate, prin compararea indicatorilor tehnico-economici de exploatare ai acestora.

---

* Lucrare prezentată la sesiunea științifică a Institutului de construcții — București, 24 aprilie 1969.

1. Studierea structurii construcţiilor şi gruparea elementelor de montaj pe clase de greutăţi şi înălţimi

Alegerea utilajului de montaj nu poate fi separată de studierea temeinică a caracteristicilor de montaj ale clădirilor ce se execută şi elementelor constructive folosite, de aceea o cercetare de acest gen începe tocmai cu analiza structurii construcţiei.

Clădirile industriale se caracterizează printr-o mare variaţie de forme şi gabarite, în funcţie de destinaţia lor. Spre exemplu, hala unei oţelării care se prezintă sub forma unei clădiri masive dotate cu poduri rulante grele se deosebeşte esenţial de o hală de producţie din industria materialelor de construcţii sau din industria uşoară prin parametrii de montaj ai construcţiei şi prin categoria podurilor rulante tehnologice.

Tabela 1

Clasificarea halelor industriale cu un singur nivel

Tipul halei de producţie	Parametrii principali de montaj ai halei			Ponderea tipului de hală în volumul total de construcţii (%)	
	deschidere (m)	înălţime maximă (m)	sarcina nominală a podului rulant (tf)	hale metalurgice	hale din industria construcţiilor de maşini
Uşor	12—24	4,8—12	<10	15,5	55
Mediu	18—30	10—20	10,1—50	20,5	39
Greu	24—42	>16	>50	64,0	6

Parametrii principali ai clădirilor industriale sînt deschiderea halei, distanţa dintre stîlpii învecinaţi (traveea), înălţimea la fermă şi sarcina nominală a podurilor rulante tehnologice.

În funcţie de aceşti parametri se propune împărţirea halelor industriale cu un singur nivel în categoriile uşoară, medie şi grea tabela 1).

Din tabela 1 rezultă că halele de tip uşor şi mediu sînt caracteristice industriei construcţiilor de maşini, ocupînd 94% din suprafaţa productivă, în timp ce halele grele se întîlnesc mai ales în metalurgie (oţelării, laminoare, forje grele etc.), unde au o pondere de aproape 65% din totalul construcţiilor.

O etapă importantă în determinarea utilajului de montaj optim o constituie gruparea elementelor constructive ale halei în funcţie de greutatea acestora şi înălţimea de montaj.

Analiza a circa o sută de proiecte de hale prevăzute a fi executate în perioada 1968—1972 în metalurgie şi construcţii de maşini a permis, o dată cu împărţirea halelor pe categorii, determinarea volumului de montaj, repartizarea construcţiilor pe grupe de greutăţi şi înălţimi de montaj (tabelele 2, 3, 4) şi stabilirea ponderii fiecărei grupe în volumul total de construcţii. Datele prezentate în tabele vor servi la stabilirea din punct de vedere tipodimensional şi cantitativ a macaralelor necesare montajului fiecărui tip de hală.

2. Calculul parametrilor tehnologici ai macaralelor

Macaralele de montaj se caracterizează prin trei parametri de bază: sarcina nominală, raza de acţiune şi înălţimea de ridicare sub cîrlig. Alţi parametri care influenţează productivitatea sînt: vitezele de lucru ale mecanismelor, posibilitatea combinării simultane a mai multor mişcări, înscrierea în curbe cu raze mici (pentru macaralele mobile), uşurinţa de montare, demontare şi transport de la un şantier la altul etc.

Alegerea parametrilor principali ai macaralelor se face în funcţie de natura, greutatea şi gabaritul pieselor de ridicat, dimensiunile în plan şi înălţimea construcţiei, precum şi de condiţiile de lucru existente pe şantierul de montaj.

La montarea halelor industriale se folosesc macarale deplasabile pe căi fără şine (auto-

Tabela 2

Repartizarea elementelor constructive ale clădirilor industriale de tip uşor, pe grupe de greutate şi înălţime

Greutatea unitară a elementelor (t)	Numărul total al elementelor (buc.)	Greutatea totală (t)	Numărul de elemente repartizat pe înălţimi de montaj						Ponderea grupei în cantitatea totală de elemente (%)	Ponderea grupei în greutatea totală a elementelor (%)
			pînă la 5 m		de la 6 la 10 m		de la 11 la 15 m			
			bucăţi	%	bucăţi	%	bucăţi	%		
2 — 0,1	290 240	260 000	43 536	15	145 120	50	101 584	35	94,0	68,0
4 — 2,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,3— 4,1	9 219	46 095	—	—	4 900	53	4 319	47	3,0	12,0
10 — 6,4	7 223	58 270	—	—	3 460	48	3 763	52	2,5	15,0
16 —10,1	1 296	19 440	—	—	580	45	716	55	0,5	5,0
TOTAL :	307 978	383 805	43 536	—	154 060	—	110 382	—	—	100
Ponderea grupei de înălţime (%)			14,2		50		35,8		100	

Greutatea medie a elementelor $G_m = \frac{383805}{307978} = 1,24$ t.

Tabela 3

Repartizarea elementelor constructive ale clădirilor industriale de tip mediu pe grupe de greutate şi înălţime

Greutatea unitară a elementelor (t)	Numărul total al elementelor (buc.)	Greutatea totală (t)	Numărul de elemente repartizat pe înălţimi de montaj								Ponderea grupei în cantitatea totală de elemente (%)	Ponderea grupei în greutatea totală a elementelor (%)
			pînă la 5 m		de la 6 la 10 m		de la 11 la 15 m		de la 16 la 20 m			
			bucăţi	%	bucăţi	%	bucăţi	%	bucăţi	%		
2 — 0,1	39 750	310 000	6 400	16	3 200	8	2 000	50,5	10 150	25,5	73,5	36
4 — 2,1	10 609	26 500	1 200	11,5	3 058	28,8	4 043	38,0	2 308	21,7	19,5	31
6,3 — 4,1	2 007	9 700	—	—	1 033	52	614	30	360	18,0	3,7	11,2
10 — 6,4	1 281	9 600	458	35,5	126	10	455	35,5	242	19,0	2,38	10·3
16 — 10,1	259	3 100	—	—	3	1	237	92	18	7	0,47	3,6
25 — 16,1	175	3 400	—	—	42	24	93	53	40	23	0,3	3,9
40 — 25,1	68	2 210	—	—	51	75	17	25	—	—	—	2,5
63 — 40,1	19	980	—	—	10	52,5	9	47,5	—	—	0,15	1,5
TOTAL :	54 168	86 490	8 058	—	7 523	—	25 468	—	13 118	—	—	100
Ponderea grupei de înălţime (%)			15	—	14	—	47	—	24	—	100	—

Greutatea medie a elementelor $G_m = \frac{86490}{54168} = 1,6$ t

Tabela 4

Repartizarea elementelor constructive ale clădirilor industriale de tip greu, pe grupe de greutate şi înălţime

Greutatea unitară a elementelor (t)	Nr. total de elemente (buc)	Greutatea totală (t)	Numărul de elemente repartizat pe înălţimi de montaj										Ponderea grupei în cantitatea totală de elemente (%)	Ponderea grupei în greutatea totală de elemente (%)
			pînă la 5 m	de la 6 la 10 m	de la 11 la 15 m	de la 16 la 20 m	de la 21 la 25 m	de la 26 la 30 m	de la 31 la 35 m	de la 36 la 40 m	de la 41 la 50 m	peste 50 m		
2 — 0,1	45 121	45 000	2 250	3 520	4 700	7 718	8 650	7 510	3 600	5 953	150	1 070	84	35
4 — 2,1	3 015	9 045	—	—	222	329	729	152	628	955	—	—	5,5	7
6,3 — 4,1	587	2 935	—	16	195	158	62	108	9	39	—	—	1,1	2,4
10 — 6,4	1 527	10 300	—	52	432	282	212	173	106	—	—	—	2,36	8
16 — 10,1	1 703	22 000	10	45	351	319	553	183	45	164	33	—	3,2	17,3
25 — 16,1	1 287	2 574	—	139	395	381	299	25	40	—	—	8	2,4	2
40 — 25,1	530	17 200	—	9	35	246	113	92	—	—	35	—	1,0	13,5
68 — 40,1	108	5 600	—	8	46	7	—	14	33	—	—	—	0,2	4,3
80 — 63,1	88	6 400	—	30	18	12	18	—	10	—	—	—	0,16	5
100 — 80,1	7	—	—	5	2	—	—	—	—	—	—	—	—	0,5
Peste 100	46	—	—	6	21	12	7	—	—	—	—	—	0,08	5
Total :	53 748	128 084	2 260	3 830	6 417	9 464	10 643	8 257	4 471	7 111	218	1 078	—	100
Ponderea grupei de înălţime (%)			4,2	7,2	12	17,5	19,8	15,4	8,3	13,2	0,4	2	100	—

Greutatea medie a elementelor $G_m = \frac{128084}{53749} = 2,4$ t

macarale, macarale pe pneuri şi macarale pe şenile), macarale turn, macarale capră, macarale pe cablu ş.a. Practica executării uzinelor constructoare de maşini şi a celor metalurgice din ultimii ani a arătat că utilizarea pentru montajul acestor hale a macaralelor din prima categorie prezintă o eficienţă economică sporită în comparaţie cu celelalte tipuri de macarale [3, 4].

Calculul parametrilor macaralelor deplasabile pe căi fără şine se bazează pe folosirea diagramelor caracteristice de sarcină şi înălţime date în cartea maşinii şi cuprinde următoarele operaţii : stabilirea lungimii săgeţii, alegerea unghiurilor de înclinare limită a săgeţii în funcţie de gabaritele elementelor constructive şi condiţiile de dispunere a acestora în spaţiul din raza de acţiune a macaralei, determinarea razei de acţiune libere (utile), calculul momentului maxim şi alegerea pe această bază a utilajului.

Principalele relaţii de calcul folosite sînt prezentate în cele ce urmează (fig. 1).

$$A = \frac{H + a + h_e + (h_2 + h_3) - h_1}{\cos \alpha} \qquad (1)$$

unde:

A este lungimea săgeţii;
H — înălţimea construcţiei pe care se montează elementul;
a — distanţa liberă pe verticală între piesa care se montează şi construcţia existentă, adoptată din considerente de tehnica securităţii;
h_e — înălţimea elementului;
h_2 — lungimea dispozitivului de prindere a sarcinii;
h_3 — lungimea minimă a palanului de ridicare;
h_1 — înălţimea articulaţiei săgeţii;
α — unghiul de înclinare a săgeţii faţă de verticală.

În cazul cînd lăţimea piesei montate are dimensiuni apreciabile este necesar să se verifice alegerea corectă a lungimii palanului de sarcină cu ajutorul relaţiei:

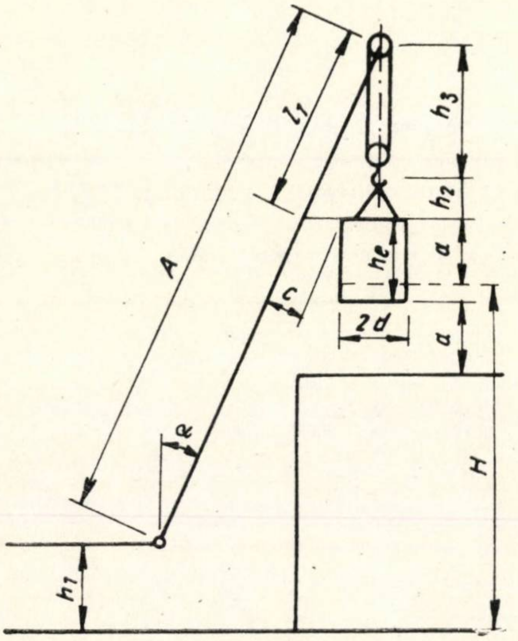


Fig. 1

$h_2 + h_3 \geqslant \frac{d \cos \alpha + c}{\sin \alpha}$, ceea ce înseamnă că lungimea $l_1 = \frac{h_2 + h_3}{\cos \alpha}$ (conform formulei 1) va deveni în acest caz: $l_1' = \frac{d \cos \alpha + c}{\sin \alpha \cos \alpha}$

unde:

d este semilăţimea piesei inclusiv platformele de montaj de pe aceasta, scări etc.;
c — distanţa dintre axa longitudinală a săgeţii macaralei şi marginea piesei, egală cu semilăţimea secţiunii săgeţii plus spaţiul de siguranţă (0,5—0,7 m)

$$R_u = A \sin \alpha - b \tag{2}$$

unde:

R_u este raza de acţiune liberă (utilă) (distanţa pe orizontală dintre axa rolei de capăt a săgeţii şi extremitatea bazei de sprijin a macaralei), în m;
b — distanţa pe orizontală dintre articulaţia săgeţii şi extremitatea bazei de sprijin a macaralei, în m;

$$M_{max} = Q_{max} \cdot R_u. \tag{3}$$

unde:

M_{max} este momentul de sarcină, în tfm;
Q_{max} — greutatea sarcinii maxime admise a fi ridicată, în tf.

Parametrii macaralelor necesare montării halelor metalurgice şi din industria construcţiilor de maşini, corespunzînd grupelor de montaj prevăzute în tabelele 2, 3, 4, sînt prezentaţi în tabela 5. Din analiza tabelei rezultă că montajul halelor uşoare se poate efectua cu macarale avînd sarcina nominală pînă la 25 tf şi lungimea maximă a săgeţii 18 m, iar cel al halelor mijlocii, cu macarale de sarcină nominală pînă la 63 tf şi lungimea săgeţii de 28 m. În ceea ce priveşte halele de tip greu, deşi din calcule rezultă ca necesare pentru montaj macarale cu sarcina nominală peste 100 tf, totuşi, din considerente economice, nu s-au prevăzut tipodimensiuni superioare acestei capacităţi, urmînd ca construcţiile supragrele să fie ridicate cu două-trei macarale de capacitate mai redusă funcţionînd simultan sau prin intermediul unor mijloace de ridicat clasice. Calculul parametrilor macaralelor pe cale analitică poate fi verificat cu ajutorul metodelor grafoanalitice şi al nomogramelor construite special în acest scop [5, 6].

3. Stabilirea necesarului de macarale

Factorii care se iau în consideraţie la calculul normativului privind necesarul de macarale sînt: volumul lucrărilor de montaj, productivitatea de exploatare a macaralelor şi nivelul de mecanizare planificat.

Volumul lucrărilor de montaj se determină, fie pe baza analizei părţii de construcţii din proiectele obiectivelor industriale ce se execută într-o perioadă dată, fie pe bază de indici reprezentînd ponderea diferitelor categorii de lucrări în valoare de 100 milioane lei producţie construcţii-montaj.

Prima metodă, deşi mai greoaie din cauza numărului mare de documentaţii care trebuie studiate, este de preferat, întrucît dă posibilitatea determinării volumului fizic al lucrărilor, separării construcţiilor pe grupe de montaj şi stabilirii pe aceste baze a necesarului de macarale din punct de vedere cantitativ şi tipodimensional.

Productivitatea macaralelor ca mașini cu funcționare ciclică depinde în principal de caracteristicile constructive-funcționale ale mașinii, de natura sarcinilor de ridicat, condițiile de lucru de pe șantier etc.

În timp ce parametrii constructivi ai mașinii sînt constanți, celelalte elemente variază, mai ales în cazul construcțiilor industriale, în limite foarte largi de la obiectiv la obiectiv, deci productivitatea macaralelor de montaj se prezintă ca un parametru variabil, care trebuie calculat avîndu-se în vedere particularitățile procesului tehnologic de montaj dat.

Productivitatea de exploatare a macaralelor se determină cu formula :

$$P = Q \frac{480}{tc} K_q \cdot Kt_1 \cdot Kt_2 \text{ t/schimb} \qquad (4)$$

unde :

Q este sarcina nominală a macaralei, în t;
480 — durata schimbului de lucru, în minute;
tc — durata ciclului de lucru, în minute;
K_q — coeficientul de utilizare a sarcinii nominale a macaralei;
Kt_1 — coeficientul de utilizare a macaralei în timp, ținînd seama de pauzele tehnologice;
Kt_2 — coeficientul de utilizare a macaralei în timp, avînd în vedere pauzele de ordin organizatoric.

Durata unui ciclu se compune din timpii de lucru manuali determinați pe bază de cronometrări și din timpii mașină calculați cu formula :

$$T_{maș} = \frac{H}{V_1} + \frac{H}{V_2} + \frac{2\alpha}{360\,n} + \frac{S_1}{V_3} + \frac{S_2}{V_4} Ks \text{ (minute)} \qquad (5)$$

unde :

H este înălțimea de ridicare a cîrligului, în m;
α — unghiul de rotire a săgeții în timpul montării sarcinii, în grade;

Tabela 5

Determinarea parametrilor macaralelor deplasabile pe căi fără șine „M" utilizate la montajul halelor industriale

Grupa tipodimensiune de macarale	Greutatea unitară a elementelor (t)	Cota părții superioare a elementelor în poziția de montaj (m)									
		<5	6–10	11–15	16–20	21–25	26–30	31–35	36–40	41–50	51–55
VIII	0,1–2	$\frac{\text{M}-5}{7,5}$	$\frac{\text{M}-5}{12}$	$\frac{\text{M}-10}{18+2,2}$	$\frac{\text{M}-16}{25+2,2}$	$\frac{\text{M}-16}{25+6}$	$\frac{\text{M}-25}{28+7,5}$	$\frac{\text{M}-25}{40}$	$\frac{\text{M}-25}{40+6}$	$\frac{\text{M}-40}{43+12}$	$\frac{\text{M}-67}{52+9}$
	2,1– 4		$\frac{\text{M}-10}{15}$	$\frac{\text{M}-10}{18}$	$\frac{\text{M}-16}{25}$	$\frac{\text{M}-25}{30+5}$	$\frac{\text{M}-25}{35}$			$\frac{\text{M}-67}{43+12}$	
	4,1– 6,3	$\frac{\text{M}-10}{10}$		$\frac{\text{M}-25}{18}$	$\frac{\text{M}-25}{25}$	$\frac{\text{M}-25}{30}$			$\frac{\text{M}-40}{46}$	$\frac{\text{M}-80}{56,5}$	$\frac{\text{M}-80}{61}$
VII	6,4–10		$\frac{\text{M}-16}{15}$				$\frac{\text{M}-40}{35}$	$\frac{\text{M}-67}{40}$	$\frac{\text{M}-67}{46}$	$\frac{\text{M}-80}{56,5}$	$\frac{\text{M}-100}{61}$
VI	10,1–16,0	$\frac{\text{M}-16}{10}$	$\frac{\text{M}-25}{18}$		$\frac{\text{M}-40}{27,5}$	$\frac{\text{M}-40}{30}$	$\frac{\text{M}-67}{35}$	$\frac{\text{M}-80}{40}$	$\frac{\text{M}-80}{47,5}$	$\frac{\text{M}-100}{56,5}$	$\frac{\text{2M}-80}{61}$
V	16,1–25,0	$\frac{\text{M}-25}{15}$	$\frac{\text{M}-40}{18}$	$\frac{\text{M}-63}{20}$	$\frac{\text{M}-63}{27,5}$	$\frac{\text{M}-80}{30}$	$\frac{\text{M}-80}{38,5}$		$\frac{\text{2M}-80}{47,5}$	$\frac{\text{2M}-100}{56,5}$	$\frac{\text{3M}-80^{*}}{61}$
IV	25,1–40,0	—	$\frac{\text{M}-63}{18}$	$\frac{\text{M}-80}{20}$	$\frac{\text{M}-80}{30}$	$\frac{\text{2M}-80}{30}$	$\frac{\text{2M}-80}{38,5}$	$\frac{\text{2M}-80}{43}$		$\frac{\text{2M-100+}\,\text{+M80}}{56,5}$	—
III	40,1–63	—	$\frac{\text{M}-80}{18}$	$\frac{\text{M}-100}{21,5}$	$\frac{\text{2M}-80}{30}$	$\frac{\text{2M-100}}{30}$	$\frac{\text{2M}-100}{38,5}$	$\frac{\text{2M}-100^{*}\,\text{+M80}}{43}$	—	—	—
	63,1–80	—	$\frac{\text{2M}-80}{16}$	$\frac{\text{2M}-80}{20}$			$\frac{\text{3M}-100}{38,5}$	$\frac{\text{3M}-100}{43}$	—	—	—
II	80,1–100	—			—	—	—	—	—	—	—
I	>100	—	Stîlpi de montaj				—	—	—	—	—

Observații :

La numărător s-a indicat tipodimensiunea macaralei, iar la numitor lungimea săgeții de bază și a prelungitorului.
* În funcție de utilajele disponibile în parc se pot folosi și alte combinații de macarale cu sarcina nominală de 80 și 100 tf,

S_1 și S_2 — înălțimea de ridicare a săgeții și distanța de deplasare a macaralei cu sarcină, în m;
V_1 — viteza de ridicare a sarcinii, în m/min;
V_2 — viteza de coborîre a cîrligului fără sarcină, în m/min;
V_3 — viteza de ridicare a săgeții, în m/min;
V_4 — viteza de deplasare a macaralei, în m/min;
n — numărul de rotații ale săgeții, în rot/min;
Ks — coeficientul de suprapunere a diferitelor mișcări de lucru.

Pe baza volumului de lucrări determinat mai înainte, a productivității medii de exploatare a macaralelor și a indicilor privind evoluția construcțiilor în viitor, s-a calculat normativul cu necesarul de macarale al unităților de construcții-montaj din metalurgie și construcții de mașini pentru perioada 1970 — 1975 [2]. Analiza normativului indică un deficit ridicat de macarale autopropulsate la tipodimensiunile 5 — 25 tf. Întrucît și alte ramuri industriale sînt deficitare în macarale de această capacitate, rezultă că asimilarea și producerea lor în țară sînt actuale și oportune.

4. Alegerea tipurilor și modelelor optime de macarale

După studierea structurii construcțiilor, determinarea parametrilor tehnologici ai macaralelor și stabilirea necesarului de mașini se procedează la alegerea celor mai economice utilaje din cele posibile.

Aprecierea nivelului tehnic și a eficacității în exploatare a unei macarale de montaj date, în comparație cu un utilaj similar, se face pe baza unor indicatori diferențiați în indicatori de bază și suplimentari.

Din categoria indicatorilor de bază fac parte: costul total al montajului, manopera necesară, durata de montaj a construcției și costul utilajelor de mecanizare. Indicatorii suplimentari sînt: greutatea și puterea specifică raportate la parametrul convențional sau la productivitatea orară, consumul de energie pe unitatea de producție, gradul de mobilitate al utilajului, posibilitatea reglării continue a vitezelor etc. Indicatorii suplimentari, deși cuprinși în cei de bază, au și semnificație independentă, întrucît reflectă calitățile de exploatare ale mașinii, precum și consumul de metal, combustibil, energie electrică etc.

4.1. *Calculul indicatorilor de bază*

Costul total al montajului unei construcții industriale se determină cu relația:

$$Cm = (Co + \Sigma\, Cms\, To)\, 1{,}08 + \Sigma\, S.To.\, 1{,}5 \qquad (6)$$

unde:

Co este costul căii de rulare;
Cms — costul unui schimb de mașină;
To — numărul de schimburi-mașină;
S — salariile muncitorilor din echipa complexă pe schimb;
$\sum\limits_{i=1}^{s}$ — se ia în considerație numărul de macarale care participă la montaj;
$i = 1, 2, 3 \ldots s'$. În cazul cînd la montaj participă o singură macara, semnul „Σ" dispare;
1,08 și 1,5 — coeficienți prin care se ține seama de cheltuielile de regie.

Costul unității de montaj exprimat în lei/t sau lei/m^2 se determină cu relația:

$$Cu = \frac{Cm}{V} \qquad (7)$$

unde:

V este volumul total al lucrărilor.

Manopera necesară pentru montaj exprimată în ore-om sau schimburi-om se calculează cu formula:

$$Mt = \Sigma\, Nmec\, To + \Sigma\, Nm \cdot To + \Sigma\, Mm \cdot d + \Sigma\, Mc + \Sigma\, Me \qquad (8)$$

unde:

$\sum\limits_{i=1}^{s}$ are aceeași semnificație ca în formula precedentă;
$Nmec$ — numărul de muncitori care participă la conducerea mașinii;
To — numărul de schimburi mașină;
Nm — numărul de muncitori din echipa complexă de montaj;
$Mm \cdot d$ — manoperă pentru montarea, demontarea și transportul macaralei;
Mc — manopera pentru construcția și demontarea căii de rulare;
Me — manopera pentru întreținerea mașinii în stare de funcțiune.

Manopera specifică

$$Ms = \frac{Mt}{V}\ \text{ore-om/t (m}^2\text{)}. \qquad (9)$$

După cum s-a arătat, din categoria indicatorilor de bază fac parte și „durata de execuție" a lucrărilor și „valoarea mijloacelor de mecanizare". Prin studierea și calculul acestor doi indicatori se urmărește determinarea influenței pe care o au la alegerea variantei optime de montaj, economiile de investiții rezultate prin reducerea duratei de execuție a construcțiilor și costul macaralelor de montaj.

La compararea diferitelor macarale de montaj pe baza indicatorilor de bază apar situații cînd nu toţi indicatorii converg în favoarea uneia şi aceleiaşi variante, fiind necesare calcule suplimentare de optimizare.

Aceste calcule se bazează pe determinarea ,,cheltuielilor minime reduse'' de montaj, folosindu-se pentru aceasta relaţia :

$$C_r = C_m + KI \rightarrow \text{minim} \qquad (10)$$

unde :

C_m este costul total al montajului;
I — costul macaralei (macaralelor) de montaj;
K — coeficientul normativ de eficienţă $\simeq$ $\simeq 0{,}17$.

În cazul cînd productivitatea macaralelor (completelor de macarale) comparate este diferită, se calculează ,,cheltuielile unitare reduse'' cu relaţia :

$$C_{ru} = C_u + K\frac{I}{V} \qquad (11)$$

varianta optimă fiind aceea în care C_{ru} are valoarea minimă.

4.2. *Studiul indicatorilor suplimentari*

Indicatorii suplimentari permit ca, în urma unor calcule simple, să se obţină o imagine preliminară asupra nivelului tehnico-economic al utilajelor, eliminînd, pe această bază, modelele necorespunzătoare. Din categoria acestor indicatori, de importanţă deosebită sînt greutatea specifică a utilajului şi puterea specifică instalată, raportate la parametrul convenţional şi productivitatea utilajului.

Cu ajutorul acestor indicatori se pot compara macarale de tip similar (macarale turn cu macarale turn, macarale capră cu macarale capră etc.), avînd parametrii tehnologici apropiaţi.

La analiza comparativă a macaralelor turn pe baza greutăţii specifice se adoptă drept parametru tehnic convenţional produsul dintre raza de acţiune maximă a săgeţii, din care se scade semilăţimea căii de rulare, înălţimea de ridicare a cîrligului şi sarcina nominală a macaralei. Relaţia de calcul este următoarea :

$$g = \frac{G}{Q_{min}\left(R_{max} - \frac{ak}{2}\right)H_{min}} \quad \frac{\text{t}}{\text{tfm.m.}} \qquad (12)$$

unde :

G este greutatea macaralei, în t;
ak — lăţimea căii de rulare, în m;
R_{max} — raza de acţiune maximă, în m;
H_{min} — înălţimea de ridicare minimă corespunzînd razei de acţiune maximă a cîrligului, în m.

Pentru macaralele deplasabile pe căi fără şine, parametrul convenţional reprezintă produsul dintre raza de acţiune a macaralei (R), înălţimea de ridicare a cîrligului (H) şi sarcina nominală (Q).

Greutatea specifică se calculează cu formula :

$$g' = \frac{G}{QRH} \quad \frac{\text{t}}{\text{tfm.m.}} \qquad (13)$$

Greutatea specifică a macaralelor pe pneuri trebuie calculată în două situaţii de lucru — cu şi fără calaje — acordînd prioritate situaţiei ce caracterizează cel mai bine condiţiile concrete de lucru ale utilajului.

Indicele ,,putere specifică'' se calculează raportînd puterea totală instalată la momentul sarcinii (tfm) care, în acest caz, reprezintă parametrul tehnic convenţional. Se subliniază că la verificarea macaralelor prin intermediul indicatorilor suplimentari nu trebuie să se urmărească obţinerea unor valori minime, ci a valorilor optime. Spre exemplu, reducerea greutăţii specifice poate, în unele cazuri, să ducă la scurtarea duratei de viaţă a utilajelor, aşa după cum creşterea puterii instalate duce la mărirea vitezelor de lucru şi implicit a productivităţii maşinilor.

Din cele menţionate rezultă necesitatea ca indicatorii de greutate şi putere instalată ai macaralelor de montaj să fie determinaţi, atît în raport cu parametrul tehnic convenţional, cît şi cu productivitatea maşinii.

Se precizează că la alegerea macaralelor optime de montaj apare rareori necesitatea de a calcula toţi indicatorii de bază şi suplimentari; de regulă, se iau în consideraţie numai acei indicatori care prezintă o semnificaţie majoră în situaţia concretă dată.

Folosind metoda descrisă în lucrarea la care ne-am referit mai înainte [2], au fost comparate un număr de 25 de modele de macarale, reprezentînd principalele tipuri de maşini existente în parcurile organizaţiilor de construcţii-montaj din metalurgie şi construcţii de maşini. Analiza a indicat drept optime următoarele modele de macarale :

Grupa 100 tf : automacara tip Coles-Centurion.
Grupa 63—70 tf : automacara tip Coles-Gargantua şi macaraua pe pneuri K 631 (K 632).
Grupa 40 tf : macaraua pe pneuri K—401 (K—406).
Grupa 24—27 tf : macaralele pe pneuri tip Demag 604 M şi K—255 (K 258).
Grupa 16 tf : macaraua pe pneuri K—161 şi automacaraua K—162 (K—164).

Grupa 6,3—10 tf : se folosesc excavatoare cu echipament de macara. Se impune înlocuirea treptată a acestora prin macarale de montaj executate în ţară.

Calculele efectuate cu această ocazie au arătat că înlocuirea treptată a macaralelor de tehnicitate scăzută prin modele eficiente va permite economisirea în decurs de 4 — 5 ani, în cele două ramuri industriale analizate, a cca 25 milioane lei. Se observă că tipurile de maşini indicate sînt optime în raport cu structura actuală a parcurilor de macarale care, după cum s-a văzut, necesită îmbunătăţiri esenţiale, atît din punct de vedere cantitativ, cît şi al nomenclaturii. Optimizarea parcurilor de macarale, ca şi repartizarea raţională a utilajelor pe obiective poate fi soluţionată apelînd la metodele matematice moderne, printre care metoda programării liniare şi la maşinile electronice de calcul. Pentru ca acest lucru să fie posibil se impune perfecţionarea actualului sistem de evidenţă a datelor de exploatare a maşinilor, ca şi aprofundarea unor probleme insuficient clarificate în prezent, ca, de exemplu, determinarea productivităţii de exploatare medii pe schimb în diferite condiţii de lucru, stabilirea duratei economice de viaţă a maşinilor etc.

III. CONCLUZII

1. În condiţiile dezvoltării vertiginoase a industriei construcţiilor din ţara noastră şi ale creşterii gradului de dotare tehnică, prin înfiinţarea unor puternice baze de utilaje, sarcina alegerii şi utilizării raţionale a maşinilor de construcţii capătă o importanţă practică deosebită, dat fiind faptul că nu orice înzestrare cu utilaje şi mecanisme este justificată din punct de vedere economic.

2. Cercetările au arătat că actualele parcuri de macarale de montaj ale unităţilor pentru lucrări de construcţii industriale prezintă unele deficienţe (grad de diversificare ridicat, procent redus al macaralelor cu mobilitate sporită, lipsă de concordanţă între parametrii tehnologici ai macaralelor şi caracteristicile clădirilor şi elementelor constructive etc.), care au o influenţă negativă asupra preţului de cost şi duratei lucrărilor de construcţii. Se impune elaborarea unui studiu pentru fiecare ramură industrială prin care să se analizeze concordanţa dintre structura actuală a parcurilor de macarale şi lucrările de montaj care trebuie executate, propunîndu-se tipurile şi modelele raţionale de maşini care urmează a fi asimilate în ţară sau procurate din import.

3. La soluţionarea unei probleme de optimizare se urmăreşte stabilirea din punct de vedere cantitativ şi tipodimensional a parcului de macarale de montaj. Metoda de lucru constă, în principal, din următoarele :

a) Determinarea volumului lucrărilor de montaj prin studierea documentaţiilor tehnice la obiectivele ce se execută sau pe bază de date statistice.

b) Analiza structurii construcţiilor şi gruparea elementelor constructive pe clase de greutăţi şi înălţimi.

c) Calculul parametrilor tehnologici ai macaralelor de montaj în funcţie de caracteristicile elementelor constructive.

d) Stabilirea necesarului de macarale pe tipodimensiuni, pe baza volumelor de lucrări, a datelor de productivitate şi a gradului de mecanizare planificat în perioada respectivă.

e) Calculul indicatorilor tehnico-economici ai macaralelor, care dau satisfacţie din punct de vedere tehnic şi determinarea celor mai eficiente modele din punct de vedere economic.

4. Prin perfecţionarea sistemului actual de evidenţă a datelor de exploatare, optimizarea parcurilor de maşini de construcţii poate fi efectuată cu ajutorul maşinilor electronice de calcul şi al metodelor matematice moderne.

Bibliografie

[1] Ausländer Al., Georgescu-Gorjan St. — *Dezvoltarea mecanizării construcţiilor în România.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 8, 9, 1964.

[2] Bucur I. — *Cercetări privind alegerea utilajului de ridicat folosit la montajul halelor metalurgice şi din industria construcţiilor de maşini din R.S. România (1968—1975).* Teză de doctorat. Institutul de construcţii Kuibîşev — Moscova, 1968.

[3] Vihrevîh I. D. — *Construcţia uzinelor metalurgice.* Moscova, Gostroiizdat, 1963.

[4] Afonin I. A. — *Construcţia oţelăriilor de mare productivitate.* Moscova, Gostroiizdat, 1965.

[5] Zimin P. A. — *Alegerea echipamentului de lucru al macaralelor mobile de montaj.* Lucrări speciale şi de montaj în construcţii, nr. 6, 1965.

[6] Zelţer R. I — *Justificarea tehnico-economică a alegerii macaralelor de construcţii.* Kiev, 1962.

STUDII PRIVIND DETERMINAREA APTITUDINII LA MĂCINARE A MATERIALELOR CU APARATE DE LABORATOR

Ing. **C. Dimitrescu**, ing. **A. Tandreu**, ing. **C. Bilcescu**

I. METODA DE LUCRU

În studiile de aptitudine la măcinare elaborate de I.C.M.P.C. s-a adoptat metoda coeficienţilor de corelaţie, a cărei aplicare în cazul măcinării umede a materiilor prime pentru fabricarea cimentului a fost prezentată într-o lucrare anterioară [1]. Se va reaminti aci principiul acestei metode.

Coeficienţii de corelaţie C, cu ajutorul cărora se pot evalua performanţele morilor industriale pornind de la rezultatele obţinute în laborator, în cazul măcinării diferitelor materiale pînă la o fineţe de referinţă caracterizată, fie prin reziduul R_{009}, fie prin suprafaţa specifică s, sînt raporturile dintre consumurile specifice de energie ale morilor industriale (w_i) şi cele ale aparatelor de laborator (w).

$$C = \frac{w_i}{w}. \qquad (1)$$

Aptitudinea la măcinare a unui material poate fi exprimată prin indicele w. Pentru o cît mai bună caracterizare a fenomenului se trasează diagramele

$$C = C\ w) \qquad (2)$$

care vor fi diferite în funcţie de :
- tipul de moară industrială studiat ;
- aparatul de laborator utilizat ;
- natura materialului măcinat (clincher, amestec calcar-marnă etc.) ;
- fineţea de referinţă.

În lucrarea de faţă se vor prezenta rezultatele obţinute pe această cale în cazul măcinării clincherului. S-a studiat moara de ciment Ø 3 × 14 m fără recirculare, cu descărcare pe la capăt (varianta I) şi prin mijloc (varianta II), avînd o încărcătură de corpuri de măcinare de 120 t.

S-au utilizat, pentru lucrările de laborator, aparatul Tonindustrie, care va fi prezentat mai amănunţit, precum şi moara de laborator cu bile Ø 540 × 535 mm, cu funcţionare discontinuă, utilaj mai cunoscut, asupra căruia nu se vor da aci detalii.

Fineţea de referinţă a fost $s = 2\,500$ cm²/g. Determinarea suprafeţelor specifice s-a făcut cu un aparat Lee-Nurse.

Un studiu mai aprofundat al procesului de măcinare şi o corelaţie a rezultatelor obţinute în laborator şi industrial pentru o întreagă gamă de fineţe de măcinare s-ar putea face cu ajutorul unei ecuaţii $s = s(w)$. O astfel de ecuaţie, stabilită în două lucrări anterioare [2 şi 3], dar încă insuficient verificată, va fi utilizată pentru analiza rezultatelor obţinute în laborator.

Relaţia este de forma

$$s = s_1 - (s_1 - s_0)\, e^{-Aw} \qquad (3)$$

şi arată că suprafaţa specifică creşte din ce în ce mai încet cu w, tinzînd către o limită s_1. Aceasta este egală cu raportul dintre un coeficient de sfărîmare B şi unul de aglomerare A, ambii depinzînd de caracteristicile utilajului folosit şi de proprietăţile materialelor mărunţite. Abaterile suprafeţelor specifice recalculate cu ajutorul formulei (3), faţă de cele determinate experimental, nu depăşesc în general ± 3% din valorile celor din urmă.

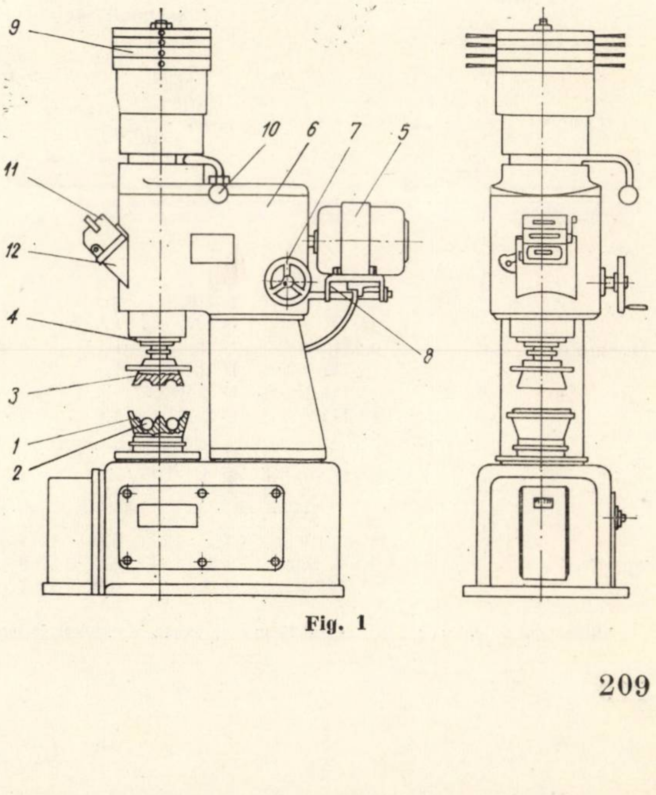


Fig. 1

II. DESCRIEREA ŞI MODUL DE FUNCŢIONARE A APARATULUI TONINDUSTRIE

În figura 1 s-a dat schiţa aparatului Tonindustrie.

Materialul de măcinat se introduce într-o capsulă *1*, în care se găsesc opt bile de oţel *2*. Pe aceste bile se aplică un inel de măcinare *3* fixat la capătul unui ax *4*. Acesta se roteşte, fiind acţionat de un motor electric *5* prin intermediul unui variator de viteză montat în interiorul unui batiu *6*. Reglarea vitezei se face cu ajutorul unei roţi de mînă *7* prevăzută cu un indicator *8*. Inelul de măcinare este apăsat pe bile de greutatea proprie a ansamblului ax-inel, la care se adaugă cea a unor discuri *9*, sprijinite pe capătul axului *4*. O manetă *10* serveşte la ridicarea axului şi inelului de măcinare.

Capsula *1* este montată pe un pivot. Un resort de tensiune împiedică rotirea capsulei în timpul funcţionării. Deformaţia acestui resort este proporţională cu momentul transmis capsulei de inelul de măcinare prin intermediul bilelor şi al materialului supus măcinării. Capătul resortului este în legătură cu un dispozitiv potenţiometric alimentat la o tensiune constantă prin intermediul unui stabilizator de tensiune. Un contor măsoară energia consumată de acest dispozitiv, energie care este proporţională cu cea consumată pentru măcinare. Periodic, se fac etalonări ale aparatului pentru a se stabili factorul de transformare a indicaţiilor contorului în kWh/t.

Aparatul mai este prevăzut cu un contor de rotaţii *11* şi un dispozitiv *12* care opreşte automat motorul de acţionare după ce inelul de măcinare a făcut un număr determinat de rotaţii.

Pentru fiecare măcinare se introduce în capsulă aceeaşi cantitate de material (30 g clincher cu un adaos de 0,25 g pentru pierderile ce se produc în timpul experimentării) cu o granulaţie de 0,75 — 1,00 mm. Materialul este măcinat în perioade succesive. După fiecare perioadă de măcinare se determină s şi w. La sfîrşitul experimentării se trasează curba $s = s(w)$.

Principalele avantaje ale aparatului Tonindustrie sînt :

— cantitatea mică de material necesar pentru o determinare ;

— posibilitatea de a se stabili cu uşurinţă modul cum variază suprafaţa specifică a materialului în funcţie de consumul specific de energie ;

— posibilitatea de a se atinge suprafeţe specifice relativ mari (4 000 — 5 000 cm²/g).

Diagrama 1

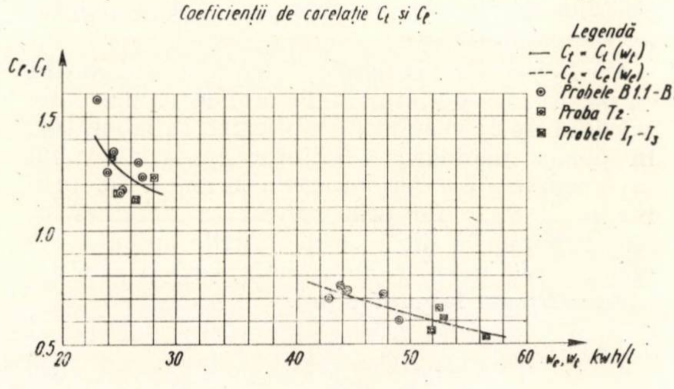


Fig. 2

Tabela 1

Rezultatele obţinute la măcinarea clincherului în morile ∅ 3 × 14 m fără recirculare şi în aparatele de laborator (Tonindustrie şi moară) pentru o suprafaţă specifică de referinţă Lee-Nurse ; s = 2500 cm²/g. Sortimentul produs industrial: ciment Portland fără adaosuri

Fabrica	Varianta de moară	Data	Indicativ probă	Finețea de măcinare în moara industrială			Debitul morii industriale*		Consumul specific de energie al morii ind.*		Consum specific de energie al aparatului Tonindustrie w_t	Coeficient de corelație $C_t = \frac{w_i}{w_t}$	Consum specific de energie al morii de laborator w_1	Coeficient de corelație $C_1 = \frac{w_i}{w_1}$
				Reziduuri		Suprafața specifică s	Efectiv	Pt. s = 2500 cm²/g	Efectiv	w_i s = 2500 cm²/g				
				R_{020}	R_{009}									
—	—	—	—	—	%	cm²/g	t/h	t/h	kWh/t	kwh/t	kWh/t	—	k Wh/t	—
Medgidia	II	22.II.1965	B 1.1.	1,6	8,8	2 450	46,3	45,4	33,8	34,5	26,6	1,30	47,6	0,72
		24.II.1965	B 1.6.	2,1	8,6	2 480	46,0	45,6	33,1	33,4	27,0	1,24	43,7	0,76
		24.II 1965	B 1.7.	1,9	8,7	2 408	44,2	42,6	35,1	36,4	23,0	1,58	—	—
		9.III.1965	B 2.1	1,9	10,5	2 500	50,0	50,0	30,2	30,2	23,9	1,26	—	—
		13.III.965	B 2.8	1,3	8,2	2 690	47,2	50,8	35,4	32,9	24,4	1,35	44,3	0,74
		13.III.965	B 2.9	1,7	9,5	2 808	47,0	52,6	32,8	29,3	25,0	1,17	49,0	0,60
		14.III.965	B 2.11	1,6	9,5	2 850	46,5	53,0	33,9	29,7	25,2	1,18	42,7	0,70
Turda	I	30.III.1965	T 2	—	8,4	2 680	45,7	49,0	37,1	34,6	28,0	1,24	52,5	0,66
Tg. Jiu	I	24.VI.1968	J 1	0,9	11,4	2 340	51,2	47,9	30,2	32,3	24,3	1,33	52,9	0,61
		25.VI.1968	J 2	0,9	10,9	2 590	52,4	54,3	31,2	30,1	26,4	1,14	56,5	0,53
		26.VI.1968	J 3	0,9	10,7	2 490	54,0	53,8	28,8	28,9	24,8	1,17	51,8	0,56

* Recalculat în ipoteza $s = kw$, aplicabilă cu o aproximaţie suficient de bună pe tronsoane mici ale curbei $s = s(w)$.

Tabela 2

Rezultatele obținute la măcinarea unei serii de probe de clincher în aparatele de laborator

Indicativ probă	Consumul specific de energie al morii de laborator w_1			Consumul specific de energie al aparatului Tonindustrie w_t			Coeficient de corelație $C_{t1} = \frac{w_i}{w_1}$		
	$s = 2500$ cm²/g	$s = 3000$ cm²/g	$s = 3500$ cm²/g	$s = 2500$ cm²/g	$s = 3000$ cm²/g	$s = 3500$ cm²/g	$s = 2500$ cm²/g	$s = 3000$ cm²/g	$s = 3500$ cm²/g
–	kWh/t	kWh/t	kWh/t	kWh/t	kWh/t	kWh/t	–	–	–
B 1.1	47,55	64,80	83,55	26,55	36,09	51,58	1,860	1,796	1,619
B 1.2	49,03	64,75	81,50	28,92	38,24	50,71	1,693	1,692	1,609
B 1.6	43,69	56,34	68,36	26,96	36,07	47,07	1,619	1,563	1,450
B 2.7	46,60	58,08	74,60	25,87	34,44	44,95	1,800	1,686	1,660
B 2.8	44,28	58,63	78,33	24,41	32,92	44,32	1,813	1,781	1,770
B 2.9	48,99	64,09	78,82	25,02	31,35	43,34	1,955	2,042	1,820
B 2.10	45,52	62,86	80,43	25,71	35,11	47,33	1,769	1,790	1,700
B 2.11	43,70	54,52	70,45	25,24	33,56	44,36	1,689	1,617	1,590
T 2	52,46	70,95	94,52	27,97	36,38	49,17	1,874	1,950	1,920

III. REZULTATELE OBȚINUTE

În tabela 1 se dau rezultatele obținute industrial și în laborator, precum și valorile coeficienților de corelație C_t — pentru aparatul Tonindustrie — și C_1 — pentru moara de laborator. În diagrama 1 s-au dat curbele de variație ale coeficienților de corelație în funcție de consumurile specifice de energie ale aparatelor de laborator. Mediile valorilor absolute ale abaterilor relative ale coeficienților de corelație determinați cu ajutorul diagramei 1, față de valorile experimentale, sînt de 6,9% pentru C_t și 6,5% pentru C_1.

S-au calculat și coeficienții de corelație între consumul specific de energie al morii de laborator și cel al aparatului Tonindustrie. În tabela 2 sînt date rezultatele obținute, iar în diagrama 2, curbele coeficientului de corelație $C_{t1} = C_{t1}(w_t)$ pentru trei valori ale lui s (2 500, 3 000 și 3 500 cm²/g). Mediile valorilor absolute ale abaterilor relative ale coeficientului C_{t1}, determinat cu ajutorul diagramei 2, față de valorile experimentale sînt, în cele trei cazuri menționate, respectiv 5,5%, 7,2% și 5,9%.

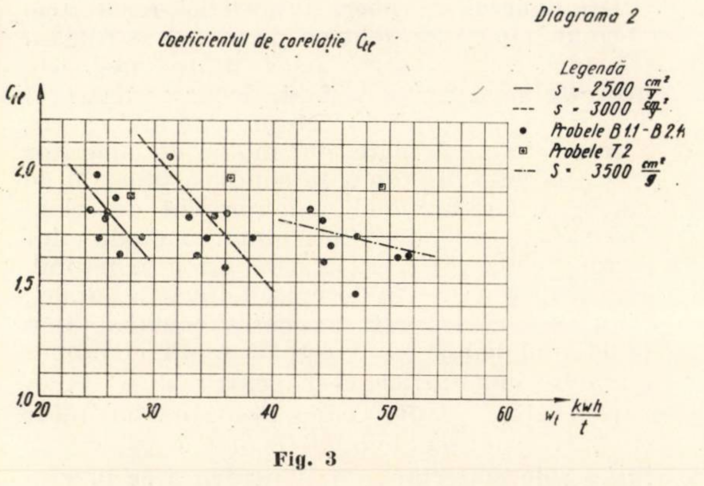


Fig. 3

Tabela 3 cuprinde, pentru un număr mai mare de materiale, valorile medii ale parametrilor

Tabela 3

Parametrii caracteristici ai procesului de măcinare în aparatul Tonindustrie

Materialul măcinat	Fabrica	Indicativ probă	Ca CO$_3$	Coeficientul de sfărîmare 10^{-6} B_t	Coeficientul de aglomerare 10^3 A_t	Suprafața specifică limită s_{lt}
–	–	–	%	cm²/kWh	t/kWh	cm²/g
Clincher	Medgidia	B.1.1.	—	147	35	4 200
		B.1.2.	—	120	24	5 000
		B.1.6.	—	130	27	4 800
		B.2 7.	—	126	21	6 000
		B.2.8.	—	144	30	4 800
		B.2.9.	—	152	33	4 600
		B.2.10.	—	138	30	4 600
		B.2.11.	—	138	27	5 100
	Turda	T.2	—	120	24	5 000
		T.0.1.	—	117	23	5 100
		T.0.2.	—	111	21	5 300
		T.0.3.	—	131	27	5 700
		T.0.4.	—	116	19	6 100
		T.0.5.	—	154	27	5 700
		T.0.6.	—	140	23	6 100
	Fieni	F.1.	—	80	16	5 000
		F.2.	—	87	17	5 100
	Date* după lucrarea [4]	A.1.	—	201	41	4 900
		A.2.	—	262	35	7 500
		A.3.	—	245	35	7 000
Materii prime	Fieni	1	76,40	510	51	10 000
		2	74,39	432	48	9 000
		3	68,05	662	63	10 500
		4	70,25	810	90	9 000
		5	66,70	765	90	8 500
		6	74,65	694	73	9 500
		7	76,57	399	42	9 500
		8	76,33	440	44	1 000
		9	78,05	456	48	9 500
	Bicaz	10	75,15	480	40	12 000
		11	80,65	405	27	15 000
		12	81,90	460	24	15 000
Nisip	normal	I	—	146	14	10 400
		II	—	157	16	98 000

* S-a lucrat cu suprafețe specifice determinate cu un aparat Blaine.

Tabela 4

Parametrii caracteristici ai procesului de măcinare în moara de laborator ∅ 540 × 535 mm şi coeficienţii de corelaţie α şi β cu parametrii aparatului Tonindustrie.

Materiale măcinate : clinchere de ciment Portland fabricate prin procedeul umed, premăcinate cu bile în aceeaşi moară de laborator pînă la $R_{009} \simeq 45\%$.

Fabrica	Indicativ probă	Coeficientul de sfărîmare $10^{-6} B_1$	Coeficientul de aglomerare $10^3 A_1$	Suprafaţa specifică limită s_{11}	Coeficient de corelaţie $\beta = \frac{B_1}{B_t}$	Coeficient de corelaţie $\alpha = \frac{A_1}{A_t}$
–	–	$\frac{cm^2}{kWh}$	$\frac{t}{kWh}$	$\frac{cm^2}{g}$	–	–
Medgidia	B. 1.1.	148	40	3 700	1,01	1,14
	B 1.2	113	29	3 900	0,94	1,21
	B 1.6	117	26	4 500	0,90	0,96
	B 2.7	117	26	4 500	0,93	1,24
	B 2.8	117	26	4 500	0,81	0,87
	B 2.9	93	19	4 900	0,61	0,58
	B 2.10	114	26	4 400	0,82	0,87
	B 2.11	108	22	4 900	0,78	0,81
Turda	T 2	108	25	4 300	0,90	1,04

caracteristici B_t şi A_t ai procesului de măcinare din aparatul Tonindustrie, precum şi suprafeţele specifice limită corespunzătoare calculate cu ajutorul formulei (3), pe baza datelor experimentale.

În tabela 4 s-au dat valorile aceloraşi parametri pentru moara de laborator, în cazul măcinării cu biconuri a unor materiale premăcinate cu bile, în aceeaşi moară, pînă la $R_{009} \simeq 45\%$. O sursă posibilă de erori în calculul parametrilor amintiţi o constituie faptul că nu s-au determinat suprafeţele specifice iniţiale s_0. Acestea au fost evaluate cu ajutorul curbelor $s = s(w_1)$.

Diagrama 3

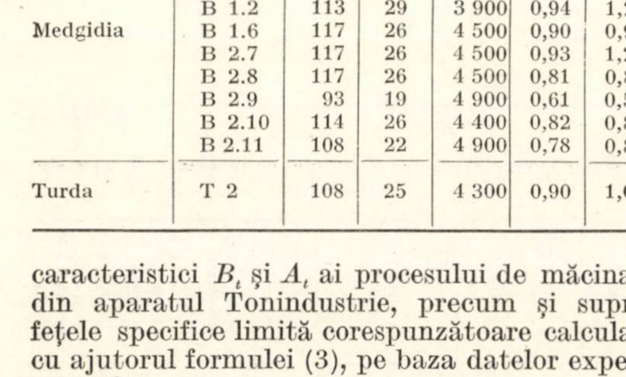


Fig. 4

Pentru seria de experimentări B 1.1 — B 2.11 şi T 2, pentru care există date comparabile, s-a studiat corelaţia dintre cele două aparate de laborator cu ajutorul coeficienţilor

$$\alpha = \frac{A_1}{A_t} \text{ şi } \beta = \frac{B_1}{B_t} \qquad (4)$$

ale căror valori sînt date în tabela 4. Curbele $\alpha = \alpha(A_t)$ şi $\beta = \beta(B_t)$ sînt date în diagramele 3 şi 4.

Diagrama 4

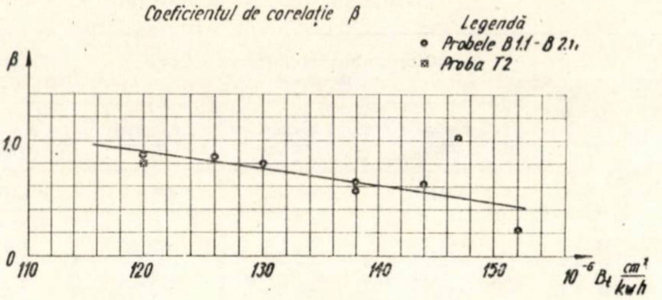


Fig. 5

Pornind de la valorile parametrilor A_t şi B_t, s-au determinat, cu ajutorul diagramelor 3 şi 4, coeficienţii de corelaţie α şi β. S-au recalculat parametrii A_1 şi B_1 şi, cu ajutorul formulei (3), s-au calculat suprafeţele specifice obţinute în moara de laborator, în domeniul $s > 2000$ cm²/g. Media valorilor absolute ale abaterilor relative, faţă de suprafeţele specifice măsurate, este de 4,2%.

IV. CONCLUZII

Metoda coeficienţilor de corelaţie aplicată la măcinarea clincherului a dat rezultate comparabile, atît în cazul corelării indicilor morilor industriale cu cei ai aparatului Tonindustrie şi ai morii de laborator Ø 540 × 535 mm, cît şi în cazul comparării indicilor celor două aparate de laborator studiate, precizia ei fiind acceptabilă pentru evaluarea, într-o primă etapă, a performanţelor morilor industriale, pe baza rezultatelor obţinute în laborator.

Din punctul de vedere al preciziei, rezultatele obţinute pînă în prezent nu permit să se tragă o concluzie în favoarea uneia dintre metodele utilizate în lucrarea de faţă, deoarece aparatul Tonindustrie permite o determinare mai exactă a energiei de măcinare, dar moara de laborator oferă posibilitatea de a se conduce procesul de măcinare într-un mod mai apropiat de cel al morilor industriale. Cele două metode sînt complementare şi, ori de cîte ori este posibil, este indicat să fie folosite amîndouă în paralel.

În ceea ce priveşte aplicarea ecuaţiei (3) a procesului de măcinare, este necesară continuarea experimentărilor, atît pentru a se stabili parametrii A şi B ai aparatelor de laborator cu o precizie mai mare şi pentru o gamă mai întinsă de materiale, cît şi pentru a se preciza modul de determinare a acestor parametri în cazul agregatelor industriale.

Notaţii

A — coeficient de aglomerare (t/kWh) ;
A_t — al aparatului Tonindustrie ;
A_1 — al morii de laborator ;
B — coeficient de sfărîmare (cm²/kWh) ;

B_t — al aparatului Tonindustrie;
B_1 — al morii de laborator;
C — coeficient de corelație al consumurilor specifice de energie;
C_t — între moara industrială și aparatul Tonindustrie;
C_1 — între moara industrială și cea de laborator;
C_{t1} — între moara de laborator și aparatul Tonindustrie;
R_{009} — reziduu pe sita cu ochiuri de 90 μ, respectiv 4900 ochiuri pe cm² (%).
s — suprafața specifică (cm²/g);
s_0 — suprafața specifică inițială;
s_1 — suprafața specifică limită $= B/A$;
s_{1t} — a aparatului Tonindustrie;
s_{11} — a morii de laborator;
w — consum specific de energie (kWh/t);
w_i — al motorului morii industriale;
w_t — al aparatului Tonindustrie;
w_1 — al motorului morii de laborator;
α — coeficient de corelație al parametrilor A
β — coeficient de corelație al parametrilor B.

Bibliografie

[1] Dimitrescu C., Tandreu A., Bilcescu C.: *Corelația dintre indicii obținuți la măcinarea în laborator și cei obținuți în industria cimentului la măcinarea brută umedă,* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 4, 1968.

[2] Dimitrescu C.: *Unele aspecte ale teoriei măcinării cu aplicații la calculul morilor.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 2–3, 1965.

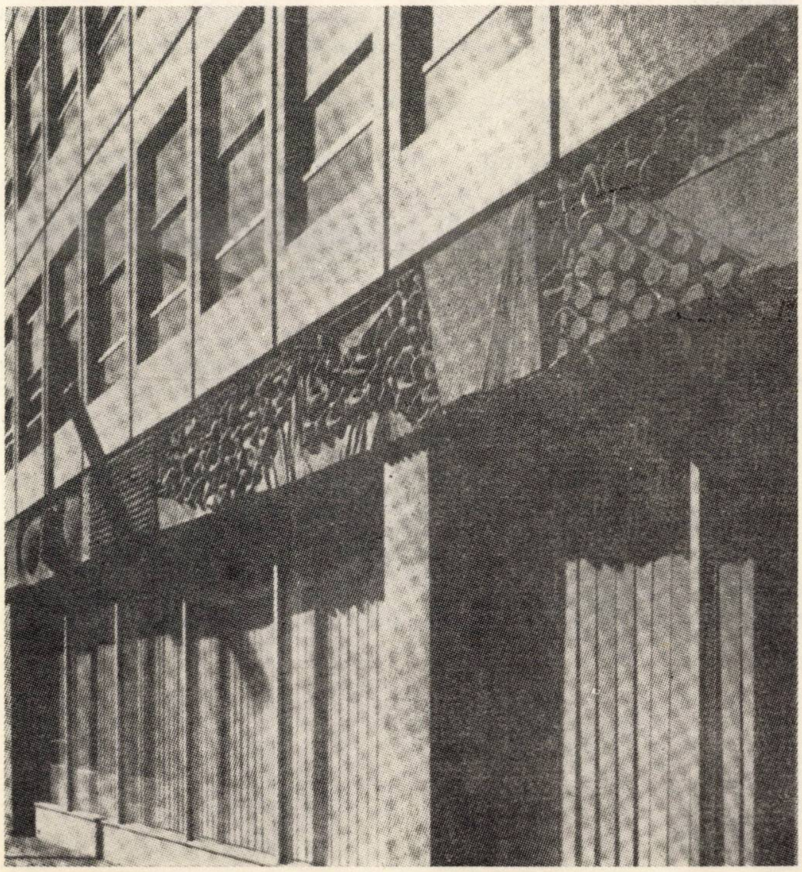
[3] Dimitrescu C.: *Verificări experimentale ale unei ecuații a procesului de măcinare.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 6, 1965.

[4] Scheibe W., Bernhardt C., Winkler E.: *Studii pentru determinarea aptitudinii la măcinare și a dimensiunilor morilor tubulare.* Aufbereitungs-Technik, nr. 11, 1968.

PANOURI CU FINISAJE DIN MOZAIC ȘI FRIZA DIN BETON „SCULPTAT"

Un imobil recent construit la Londra adăpostește un garaj automatizat cu 300 de locuri, o stație de întreținere, vitrine, un centru de calcul, șase etaje de birouri și 70 de apartamente.

Pentru accelerarea la maximum a construcției s-a hotărît prefabricarea tuturor elementelor de structură și de fațadă, începînd cu primul etaj; pentru parter, betonul a fost turnat monolit. Această măsură a permis deschiderea șantierului simultan cu cea a lanțului de prefabricare, asigurînd astfel, datorită folosirii elementelor prefabricate, rigoarea dimensională indispensabilă bunei funcționări a „garajului mecanizat''.



Au fost luate măsuri de precauție deosebite pentru realizarea îmbinărilor pentru ca structura garajului să fie izolată acustic de restul construcției.

Structura este realizată cu grinzi cu secțiunea în H, planșeele din elemente din dublu T, iar panourile de fațadă au un parament din mozaic, a cărui strălucire este pusă în valoare prin grinda lungă sculptată și buciardată a primului nivel.

Dimensiunile elementelor prefabricate au fost determinate ținînd seamă de capacitatea de ridicare a unei macarale normale, de dorința de a reduce numărul îmbinărilor, și de căutarea de mari serii de piese identice (prin folosirea elementelor similare în diferite puncte ale construcției, cu toată diversitatea funcțională a ei).

Bâtir nr. 179

CONTRIBUŢII ÎN PROBLEMA STABILIRII COMPOZIŢIEI OPTIME A CIMENTURILOR PENTRU BETOANELE CE SE SUPUN TRATAMENTELOR TERMICE FĂRĂ PRESIUNE

Conf. ing. **N. Mihail**

I. GENERALITĂŢI

Un volum mare de cercetări şi încercări efectuate în cadrul Institutului de cercetări în construcţii şi economia construcţiilor (INCERC) asupra betoanelor confecţionate cu diverse cimenturi româneşti şi supuse în prealabil la acţiunea tratamentelor termice fără presiune (1) au dus la următoarele concluzii :

— betoanele confecţionate cu cimenturi alitice curate sau cu proporţii reduse de adaosuri se comportă bine la aceste tratamente;

— betoanele confecţionate cu cimenturi cu conţinut ridicat de C_3A nu dau rezultate bune la aceste tratamente.

În cele ce urmează se prezintă rezultatele cercetărilor efectuate în scopul aducerii unor precizări în legătură cu compoziţia optimă a cimenturilor destinate industriei de prefabricate din beton, care foloseşte tratamentele termice fără presiune. Aceste cercetări s-au desfăşurat după următorul plan de lucru :

1. S-a urmărit cu ajutorul microscopului optic (mărire 200—800) evoluţia în suspensii apoase diluate (1: 10) a unor cimenturi industriale cu conţinut variat de alit (între 30 şi 70%), precum şi a unor componenţi mineralogici puri care intră în compoziţia clincherului (C_2S, C_3A şi C_4AF), atît la temperatura normală, cît şi după o prealabilă încălzire timp de 2—4 ore în abur la 95—100°C.

Ca detalii de lucru se menţionează :

— Mineralele respective au fost mojarate manual, reţinîndu-se fracţiunea rămasă între sitele cu 10 000 şi 4 900 ochiuri/cm². Aceeaşi fracţiune a fost utilizată şi la prepararea suspensiilor de cimenturi industriale.

— S-au studiat, atît suspensii de C_3A şi C_4AF fără alt adaos, cît şi suspensii cu cca 12% gips fin măcinat, considerînd că această proporţie se apropie de cea reală din ciment, în ipoteza că silicaţii nu reacţionează cu gipsul.

— Pentru prepararea suspensiilor s-a folosit apă distilată, iar pentru reducerea contaminării cu CO_2, apa a fost din nou fiartă înainte de utilizare.

2. Pentru confirmarea celor constatate în timpul urmăririi evoluţiei suspensiilor diluate s-au făcut observaţii microscopice şi pe suprafeţe şlefuite confecţionate din beton.

3. Pentru o cît mai justă interpretare a aspectelor scoase în evidenţă în urma observaţiilor microscopice s-au efectuat şi încercări fizicomecanice pe betoane cu diverse cimenturi şi compoziţii, în condiţii variabile de întărire.

4. În final s-a căutat să se elaboreze şi o metodă de laborator pentru aprecierea aptitudinii cimenturilor la tratamente termice fără presiune*.

II. CERCETĂRI EXPERIMENTALE

A. Cercetări pe suspensii diluate de ciment sau de componenţi mineralogici ai clincherului

1. *Evoluţia suspensiilor de ciment*

În cazul cimenturilor belitice, precum şi în cazul cimenturilor cu proporţii mari de zgură (minimum 30%) nu s-au remarcat deosebiri esenţiale între evoluţia suspensiilor păstrate permanent la temperatura normală şi cele încălzite în prealabil.

Este de subliniat faptul că, la sfîrşitul tratamentului termic, forma granulelor de zgură rămăsese neschimbată, ceea ce presupune că în timpul încălzirii nu au avut loc reacţii chimice importante între componenţii săi şi hidroxidul de calciu. După răcire însă, au început să se observe modificări importante şi la aceste granule, şi anume : în anumite porţiuni ale suprafeţei lor au început să se creeze adîncituri în care s-au format structuri cristaline diverse, cu tendinţă de înmulţire şi consolidare. Rezultă, deci, că în timpul tratamentelor termice fără presiune, zgura nu reacţionează sau reacţionează în foarte mică măsură şi în consecinţă creşterea temperaturii pînă la 90—100°C nu reuşeşte să schimbe caracterul acestui adaos (reactivitate lentă). Aceste observaţii sînt în deplină concordanţă cu rezultatele încercărilor fizicomecanice efectuate pe betoane, în cursul cărora s-au remarcat următoarele: rezistenţele mecanice iniţiale ale betoanelor confecţionate cu cimenturi cu zgură sînt mai puţin influenţate de tratamentele termice fără presiune, în schimb, creşterile de rezistenţă în timp sînt mai mari (vezi tabela 1).

---

* Cercetările microscopice ce se prezintă în acest articol au fost efectuate la INCERC, cu concursul tov. cercetător ştiinţific G. Rădulescu, iar studiile pe amestecuri de beton, care au confirmat constatările la microscop, precum şi cele ce au dus la elaborarea unei metode rapide de evaluare a aptitudinii la aburire a cimenturilor au fost efectuate cu concursul tov. ing. M. Teodorescu, şef de laborator la acelaşi institut.

Tabela 1

Betoane cu ciment	*R compresiune* la 24 de ore (kgf/cm²)	*R compresiune* la 28 de zile (kgf/cm²)
RIM 200	220	350
M 400	150	320

În cazul cimenturilor puternic alitice însă (cu 60—70 % C_3S), s-au remarcat importante influenţe ale temperaturii, şi anume :

— în suspensiile încălzite în prealabil timp de 2—4 ore în abur la 95—100°C au apărut, imediat după răcire, cristale mari şi numeroase de portlandit, precum şi asociaţii voluminoase de cristale (fig. 1 şi 2);

— chiar la vîrste mai mari (28—90 de zile), proporţia de portlandit vizibil la microscopul optic (mărire 800) era mult mai mare în probele încălzite în prealabil în comparaţie cu cele păstrate la temperatura normală.

Aceste constatări, verificate pe un număr mare de probe, duc la următoarele concluzii :

— *încălzirea prealabilă a unui beton provoacă o accelerare importantă a hidrolizei silicaţilor de calciu şi în special (după cum se va arăta în continuare) a alitului, ceea ce constituie principala cauză a efectului accelerator de întărire al tratamentelor termice fără presiune* ; *acest fapt se datoreşte în bună parte reducerii solubilităţii hidroxidului de calciu ca urmare a creşterii temperaturii, ceea ce avantajează hidroliza,*

— *temperatura nu măreşte în măsură importantă activitatea zgurii.*

Rezultă deci că tratamentele termice fără presiune măresc instabilitatea silicaţilor de calciu şi în special a alitului, accelerînd desfăşurarea fenomenelor de hidroliză şi deci viteza de întărire, însă în acelaşi timp *produc şi o dezomogenizare a sistemului, materializată prin separarea fazelor CSH* (*hidrosilicaţi de calciu*) *şi CH* (*hidroxid de calciu*), *ceea ce constituie un dezavantaj*. Această concluzie a fost verificată, atît prin observaţii microscopice efectuate pe suprafeţe şlefuite de beton tratate în prealabil cu fenolftaleină, cît şi prin examinarea pietrei de ciment sau a betoanelor tratate termic. În primul caz, în jurul granulelor de agregat, precum şi pe perimetrul discontinuităţilor din structură (pori şi capilare) apare, în cazul probelor tratate termic, o coloraţie roşie intensă, ceea ce dovedeşte concentrarea în aceste zone a hidroxidului de calciu. În al doilea caz se observă cu uşurinţă, chiar şi cu ochiul liber, că piatra de ciment sau betonul aburit prezintă o coloraţie mult mai albicioasă decît cea pe care o au probele întărite la temperatura normală. Acest aspect iese neîndoielnic în evidenţă după măcinarea probelor respective şi dovedeşte cele afirmate anterior.

De fapt, creşterea tendinţei de separare a fazelor CH şi CSH o dată cu creşterea temperaturii este un fenomen normal şi are drept consecinţă o diminuare a omogenităţii structurale a pietrei de ciment şi respectiv a calităţii betonului. Se ştie că betonul turnat la temperaturi pozitive scăzute se întăreşte mai încet, însă atinge, la o vîrstă înaintată, rezistenţe mecanice superioare, în timp ce betonul turnat vara, deci

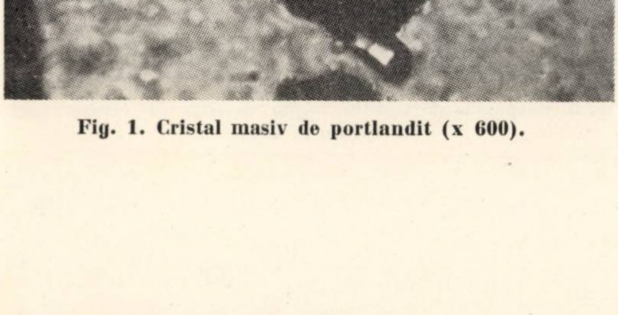


Fig. 1. Cristal masiv de portlandit (x 600).

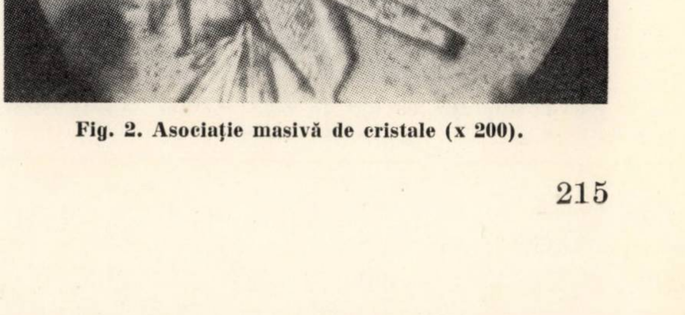


Fig. 2. Asociaţie masivă de cristale (x 200).

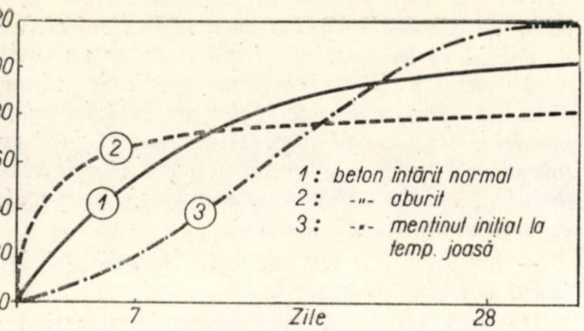


Fig. 3. Curbele de întărire ale betoanelor în funcție de temperatură.

la temperaturi relativ ridicate, se întărește mai repede, însă rezistențele finale la care ajunge sînt de regulă mai mici decît în primul caz. Este normal, deci, ca acest efect negativ să se manifeste mai puternic în cazul betonului aburit (fig. 3).

Pe baza acestui raționament, se consideră că o soluție practică în măsură să reducă apreciabil consecințele migrării hidroxidului de calciu din structura gelului tobermoritic (CSH + CH) o dată cu creșterea temperaturii din prima perioadă a întăririi betonului, constă în introducerea în amestec a unui adaos silicios, activ, în măsură să reacționeze cu hidroxidul de calciu. Se vor arăta în continuare (III) rezultatele practice pe care le-am obținut pe această cale.

2. *Evoluția suspensiilor de silicat bicalcic*

Cercetările microscopice efectuate pe suspensii apoase diluate de C_2S, în aceleași condiții de temperatură ca și în cazul suspensiilor de ciment, nu au scos în evidență deosebiri esențiale în funcție de temperatură, confirmîndu-se astfel cele constatate atunci cînd s-a urmărit evoluția supensiilor de ciment belitic. În consecință, se poate afirma că activitatea practică a acestui component mineralogic depinde în mult mai mică măsură de temperatură, decît activitatea practică a alitului, asemănîndu-se din acest punct de vedere cu zgura metalurgică. Fără îndoială că și fenomenele de hidratare-hidroliză ale silicatului bicalcic sînt accelerate prin încălzire, însă consecințele accelerării respective nu modifică esențial caracterul lent al reacțiilor acestui component mineralogic cu apa. Constatările menționate au fost confirmate practic prin încercările de aburire efectuate asupra betoanelor confecționate cu cimenturi belitice : efectul aburirii în acest caz a fost totdeauna, practic, neînsemnat.

Aceste constatări scot în evidență următorul aspect cu caracter aplicativ : *cimenturile pentru tratamente termice fără presiune trebuie să aibă un conținut cît mai ridicat de alit.*

3. *Evoluția suspensiilor de aluminat tricalcic*

Evoluția la temperatura normală a suspensiilor apoase de C_3A este modificată profund de prezența gipsului. Astfel, *în suspensia fără gips* are loc o hidratare rapidă a aluminatului tricalcic cu formarea de cristale sub formă de plăcuțe exagonale, care ulterior încep să se fragmenteze (fig. 4) și să treacă în hexahidroaluminatul tricalcic cubic (fig. 5). În general, neoformațiile hidratate cristalizează din soluție, în spațiile dintre granulele de proveniență, la distanțe mai mari sau mai mici de acestea, ceea ce nu stînjenește hidratarea completă a aluminatului tricalcic. Situația se schimbă însă în cazul suspensiei de *C_3A cu adaos de gips*, cînd formațiile fibroase de hidroaluminat de calciu se aglomerează pe suprafața granulei mame, frînînd hidratarea ei în profunzime (fig. 6). Acest aspect explică rolul gipsului ca regulator al termenului de priză.

Evoluția acelorași suspensii, în cazul încălzirii lor prealabile timp de 2 — 4 ore, s-a desfășurat după cum urmează :

Suspensiile de C_3A fără adaos au evoluat asemănător cu suspensiile păstrate la temperatura normală, cu deosebirea că hidroaluminatul cubic s-a format mai repede.

Suspensiile de C_3A cu adaos de gips au avut în primele 15 — 20 zile o evoluție asemănătoare cu a suspensiilor de C_3A fără gips.

După circa 20 de zile însă, majoritatea cristalelor cubice de $3\ CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6\ H_2O$ au

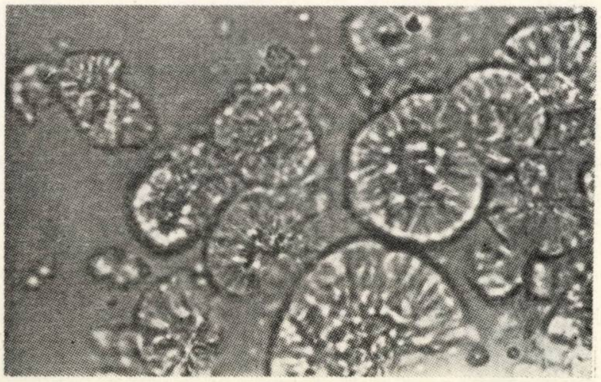


Fig. 4. Suspensie de C_3A în regim normal de temperatură, la 7 zile (x 600).

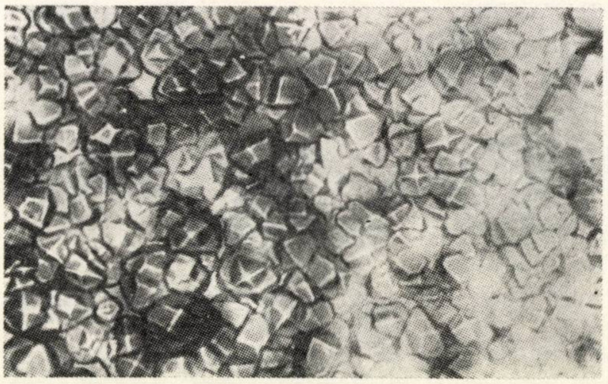


Fig. 5. Suspensie de C_3A în regim normal de temperatură, la 2 luni (x 600).

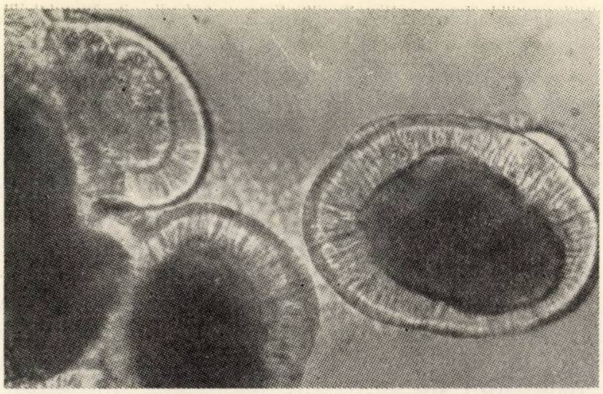


Fig. 6. Suspensie de C_3A + gips în regim normal de temperatură, la 2 luni (x 600).

început să se divizeze şi în jurul lor au apărut structuri asemănătoare cu cele ce au apărut de la început în suspensiile de C_3A + gips (fig. 7). Interpretarea dată acestor constatări este următoarea:

La temperaturi ridicate (cca 100° C), formarea hidrosulfataluminatului de calciu este împiedicată parţial sau total şi în consecinţă aluminatul tricalcic se hidratează fără să reacţioneze cu sulfatul de calciu. Ulterior însă, hidroaluminaţii formaţi intră în reacţie cu gipsul disponibil din sistem, trecînd în hidrosulfataluminat de calciu. Formarea acestui component după consolidarea pietrei de ciment poate provoca eforturi de expansiune locală, în măsură să amplifice sistemul de microfisuri, ceea ce explică slaba comportare la aburire a cimenturilor cu proporţii mari de C_3A. În legătură cu aceste constatări se menţionează reaua comportare la aburire a cimenturilor sulfatate, constatată de mulţi cercetători [2], care se poate datora tot formării prea tîrziu a hidrosulfataluminatului de calciu.

Cele afirmate scot în evidenţă următorul aspect practic: *cimenturile pentru tratamente termice fără presiune trebuie să aibă un conţinut cît mai mic de C_3A, precum şi un conţinut redus de gips.*

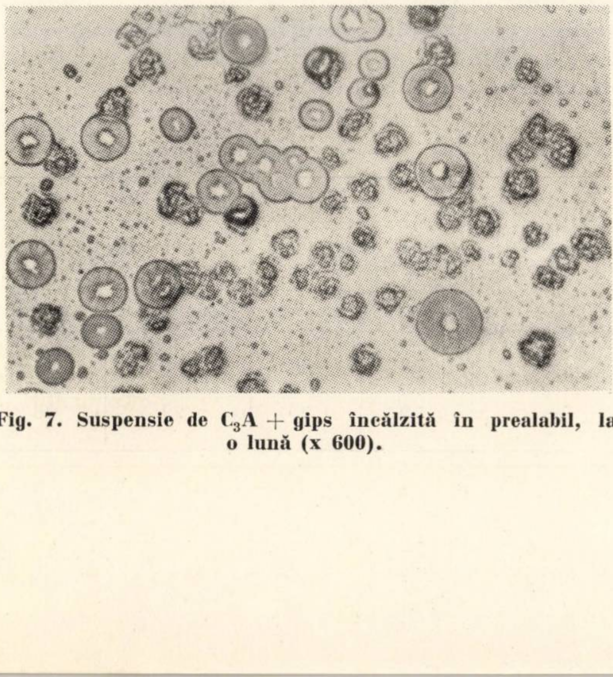


Fig. 7. Suspensie de C_3A + gips încălzită în prealabil, la o lună (x 600).

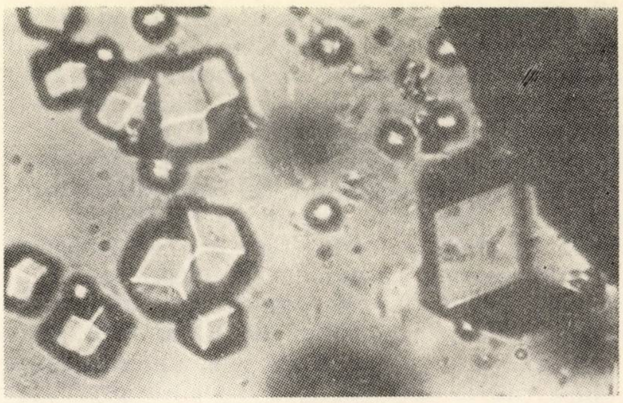


Fig. 8. Suspensie de C_4AF + gips în regim normal de temperatură, la o lună (x 800).

4. *Evoluţia suspensiilor de feritaluminat tricalcic*

Evoluţia suspensiilor de C_4AF la temperatura normală a fost în esenţă următoarea: după cîteva minute, însă ceva mai tîrziu decît în cazul suspensiilor de C_3A, încep să se formeze plăcuţe exagonale (hidroaluminaţi exagonali), care ulterior (după 20 — 30 de zile) trec parţial în formaţii cubice ($3\ CaO \cdot Al_2O_3 . 6H_2O$); după toate probabilităţile, în suspensiile de C_4AF (fără alt adaos), oxidul feric se separă sub formă de $Fe(OH)_3$, ceea ce este pus în evidenţă printr-o coloraţie galben-roşiatică uşor vizibilă la microscop.

De asemenea, s-a remarcat că hexahidroaluminatul cubic ($3\ CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O$) se formează mai uşor din C_4AF decît din C_3A. Cristalele cubice din suspensia de C_4AF au de regulă dimensiuni mari şi forme perfecte (fig. 8).

Evoluţia suspensiilor de C_4AF cu adaos de gips, la temperatura normală, se deosebeşte de cea a suspensiilor de C_4AF fără adaos, prin următoarele: coloraţia galben-roşiatică este foarte atenuată, ceea ce presupune că Fe_2O_3 intră în reţeaua cristalină a hidrosulfataluminaţilor formaţi, care cristalizează în forme alungite fibroase; concomitent apar şi hidroaluminaţi, la început exagonali, trecînd ulterior în forma cubică.

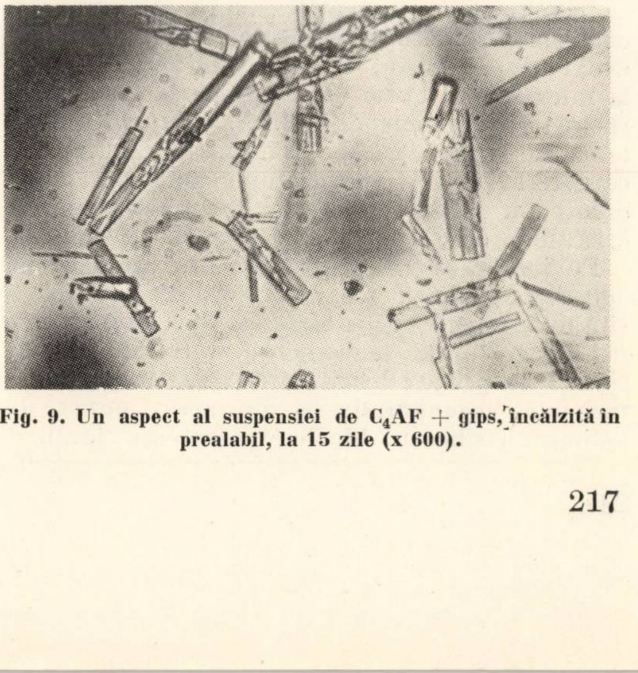


Fig. 9. Un aspect al suspensiei de C_4AF + gips, încălzită în prealabil, la 15 zile (x 600).

Evoluţia suspensiilor de C_4AF cu adaos de gips, după o prealabilă încălzire timp de 2 — 4 ore la cca 100°C, este asemănătoare, şi anume: pe lîngă formaţiile exagonale de hidroaluminaţi de calciu, care trec ulterior în formaţii cubice de 3 $CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6\,H_2O$, apar şi formaţii alungite prismatice, probabil de hidrosulfataluminaţi de calciu cu conţinut de Fe_2O_3, cu tendinţă de fragmentare (fig. 9); cristalizarea oxidului feric în astfel de complecşi este confirmată şi de absenţa culorii galben-roşiatice caracteristică suspensiilor de C_4AF fără gips.

Ulterior după cca 60 de zile, unele cristale cubice (de 3 $CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6\,H_2O$) au prezentat uşoare tendinţe de fragmentare asemănătoare cu cea observată la suspensiile de C_3A + gips încălzite în prealabil, însă mult mai atenuate. Se poate, deci, trage concluzia că gipsul reacţionează cu C_4AF chiar şi la tempeiaturi ridicate şi în consecinţă *comportarea acestui component mineralogic la aburire nu diferă prea mult de comportarea sa la temperatură normală.*

Aspectele constatate permit să se facă şi următoarea ipoteză, care urmează să fie verificată practic: gipsul, favorizînd intrarea oxidului feric în structura cristalină a complecşilor formaţi, împiedică formarea de $Fe(OH)_3$ şi în consecinţă este posibil ca procentele mari din acest adaos să aibă un rol negativ în ceea ce priveşte permeabilitatea pietrei de ciment, fapt de care este bine să se ţină seama atunci cînd se urmăreşte realizarea unor lianţi destinaţi executării betoanelor impermeabile.

III. INFLUENŢA ADAOSULUI DE ZGURĂ METALURGICĂ ASUPRA COMPORTĂRII CIMENTURILOR LA ABURIRE

La capitolul II.1 am arătat că tratamentele termice fără presiune au o influenţă mai redusă asupra rezistenţelor iniţiale ale betoanelor confecţionate cu cimenturi cu proporţii mari de zgură, însă creşterile de rezistenţă care au loc după tratamentul termic sînt mai mari. De asemenea, la acelaşi capitol am arătat că granulele de zgură din suspensiile apoase de cimenturi care conţin acest adaos, încălzite în prealabil cîteva ore la 95 — 100°C, îşi menţin, la finele tratamentului termic, suprafeţele intacte, ceea ce constituie o indicaţie asupra absenţei sau desfăşurării lente a reacţiilor chimice cu hidroxidul de calciu. Observaţiile s-au efectuat la microscopul optic cu o mărire de 800. După răcirea acestor suspensii însă, conturul granulelor de zgură începe să sufere modificări, caracterizate prin apariţia unor adîncituri neregulate, în dreptul cărora se formează structuri cristaline care cresc şi se înmulţesc în timp.

Pe baza acestor observaţii, am apreciat că activitatea zgurii nu este sensibil îmbunătăţită de temperatură şi că acest ados îşi menţine, pe toată durata tratamentului termic, caracterul lent pe care-l manifestă şi la temperatura normală, asemănîndu-se din acest punct de vedere cu silicatul bicalcic (vezi cap. II.2). Ulterior însă, după răcirea sistemului, zgura începe să reacţioneze cu hidroxidul de calciu, ceea ce reiese, atît din observaţiile microscopice menţionate, cît şi din evoluţia în timp a rezistenţelor mecanice ale betoanelor aburite la confecţionarea cărora s-au folosit cimenturi cu zgură. De aici se poate deduce că un adaos redus de zgură (sau de alt material silicios activ) poate îmbunătăţi comportarea la aburire a cimenturilor alitice, deoarece neoformaţiile care apar după tratament pot colmata defectele de structură cauzate de acesta şi, în plus, un astfel de adaos duce la reducerea conţinutului de hidroxid de calciu din amestec, îmbunătăţind astfel comportarea la coroziune.

Am verificat această ipoteză experimental, în laborator, folosind un amestec cu următoarele caracteristici:

— raport ciment : agregat 1 : 5
— raport a/c 0,50
— agregat silicios 0 . . . 7 mm

Ca liant am folosit:

— ciment RIM 200 curat şi
— ciment RIM 200 cu un conţinut de 15% zgură granulată fin măcinată.

O parte dintre epruvetele confecţionate (prisme de 4 × 4 × 16 cm) au fost aburite după regimul de 2 + 4 + 2 ore la 80°C, iar altă parte au fost păstrate în condiţii normale. Încercările s-au efectuat la 1, 7 şi 28 de zile, iar rezultatele obţinute sînt menţionate în tabela 2.

Tabela 2

Liantul utilizat	Mod de întărire	Rezistenţe mecanice (kgf/cm²) la zile:					
		R. compresiune			*R. întindere*		
		1	7	28	1	7	28
RIM 200	normal	83	230	321	21	43	61
RIM 200 + 15% zgură	normal	67	200	295	16	40	50
RIM 200	aburit	173	192	298	27	43	52
RIM 200 + 15% zgură	aburit	163	203	293	32	38	49

Din examinarea datelor din tabela 2 rezultă că cimentul cu 15% zgură a avut o comportare mai bună la tratamentul termic decît cel curat. Astfel, comparînd valorile rezistenţelor mecanice obţinute la diferite vîrste pentru ambele cimenturi, rezultă cifrele din tabela 3.

Tabela 3

Vîrsta la încercare (zile)	Rezistenţele exprimate în % din rezistenţa la 28 de zile în regim normal			
	beton cu ciment RIM 200		beton cu ciment RIM + zgură	
	compresiune	întindere	compresiune	întindere
1	52	44	56	64
7	58	70	68	76
28	89	85	99	98

Valorile obținute experimental demonstrează că adaosul de zgură a îmbunătățit apreciabil rezistențele la 28 de zile ale betonului aburit, aducîndu-le practic la nivelul celor obținute în condiții normale de întărire. În consecință, se apreciază că această soluție (ciment din clincher foarte alitic și un adaos de 10 – 15 % zgură granulată bazică sau alt material silicios activ) merită interes deosebit în cadrul preocupărilor de viitor pentru realizarea unor cimenturi destinate industriei de prefabricate.

IV. METODOLOGIA DE VERIFICARE PRACTICĂ A APTITUDINII CIMENTURILOR LA TRATAMENTE TERMICE FĂRĂ PRESIUNE

În capitolele precedente s-a expus punctul de vedere al autorului în legătură cu compoziția cimenturilor destinate întreprinderilor de prefabricate. În conformitate cu cele arătate, caracteristicile de bază ale acestor cimenturi sînt următoarele:

a) să provină din clinchere alitice, cu următoarea compoziție:

— conținut ridicat de C_3S (apreciat la minimum 65 %),

— conținut redus de C_3A (apreciat la maximum 8 %);

b) să conțină ca adaosuri:

— zgură granulată (sau alt adaos silicios corespunzător) în proporție de 10—15 %,

— un adaos minim de gips, și anume strictul necesar pentru reglarea termenului de priză în limitele necesare procesului tehnologic din fabricile de prefabricate;

c) să aibă o finețe mare de măcinare.

Desigur că o verificare a aptitudinii la aburire a cimenturilor industriale, bazată pe analize chimice, este dificilă pentru fabricile de prefabricate, deoarece necesită un laborator special dotat. De aceea, în cadrul cercetărilor programate s-a inclus și realizarea unei metode simple și accelerate, accesibilă laboratoarelor pentru controlul calității existente în întreprinderile de prefabricate, metodă care să dea într-un timp util indicații suficiente asupra comportării cimenturilor la tratamente termice fără presiune.

O astfel de metodă a fost elaborată cu concursul tov. ing. M. Teodorescu, șef de laborator la INCERC și în cele ce urmează se expune principiul care stă la baza ei.

Metoda se bazează pe încercarea la compresiune la patru ore de la confecționare, a unor epruvete de beton supuse în prealabil unui tratament termic bine precizat, care constă din încălzirea lor la 100 °C timp de trei ore, în tipare etanșe, după regimul:

— 1/4 oră: compactizarea betonului și închiderea tiparelor;

— 3 ore încălzire în apă la 100°C;

— 3/4 oră răcire în tipar la temperatura normală.

Pentru asigurarea etanșeizării s-au ales tipare cilindrice avînd diametrul și înălțimea de 159 mm, prevăzute cu garnituri de cauciuc. În funcție de rezistența la compresiune obținută la încercarea respectivă (notată în continuare cu R_4), de raportul a/c folosit la confecționarea betonului, precum și de marca cimentului (notată cu Rc), se calculează coeficientul K cu ajutorul relației:

$$K = \frac{R_4}{Rc} \cdot \frac{a}{c}$$

K este un coeficient care reflectă efectul tratamentului termic: cu cît valoarea sa este mai mare, cu atît și aptitudinea la aburire a cimentului respectiv este mai bună.

Relația cu ajutorul căreia se obține valoarea acestui coeficient derivă din formula generală Bolomey-Scramtaev $\left(- R^b = K_1\, Rc\left(\frac{c}{a} - K_2\right)\right)$ folosită la calculul rezistenței betoanelor, în urma unei comasări și reașezări a coeficienților:

$$R_4 = K \cdot Rc \cdot \frac{c}{a}$$

$$K = \frac{R_4}{Rc} \cdot \frac{a}{c}$$

Coeficientul K din această din urmă relație reprezintă dependența dintre R_4 și caracteristicile de bază ale cimentului (Rc) și betonului (a/c) în condițiile aplicării tratamentului termic respectiv și *se determină experimental pentru fiecare amestec în parte.*

Cunoscînd valoarea lui K se poate evalua aptitudinea la tratare termică a betonului respectiv, deci și a cimentului, cu ajutorul tabelei 4.

Tabela 4

Aptitudinea la tratare termică	Valoarea coeficientului K pentru raportul a/c		
	$\leqslant$ 0,40	0,41 – 0,50	> 0,50
Bună	$\geqslant$0,280	$\geqslant$0,250	$\geqslant$0,200
Satisfăcătoare	0,245—0,279	0,200—0,249	0,150—0,199
Mediocră	0,200—0,244	0,150—0,199	0,100—0,149
Nesatisfăcătoare	<0,200	<0,150	<0,100

Notă. Dacă nu se dispune de valoarea mărcii cimentului determinată experimental, în calcul se pot lua pentru Rc următoarele valori: 500 pentru cimenturile P 500, PZ 500, RIM 200, RIM 300 și 400 pentru cimenturile P 400, PZ 400, M 400.

Aplicarea acestei metode pe un număr mare de amestecuri confecționate cu diverse cimenturi (3) a dus la următoarele rezultate:

— Cimenturi cu aptitudine bună la aburire: majoritatea cimenturilor RIM și P 500 și o parte a cimenturilor PZ 500 și PZ 400.

— Cimenturi cu aptitudine satisfăcătoare: majoritatea cimenturilor PZ 500 și PZ 400.

— Cimenturi cu aptitudine mediocră și nesatisfăcătoare la acest tratament: cimenturile M 400 și F 300 cu rare excepții.

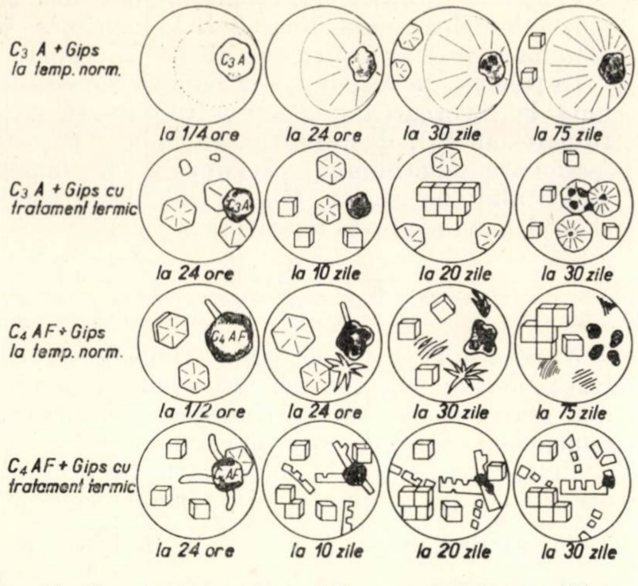


Fig. 10. Reprezentare schematică a evoluției suspensiilor de aluminați și gips, în funcție de mediul de păstrare

V. CONCLUZII

Rezultatele cercetărilor prezentate sînt interpretate după cum urmează :

1. Influența favorabilă asupra vitezei de întărire a cimenturilor, pe care o prezintă tratamentele termice fără presiune, se datorește în primul rînd alitului, ale cărui fenomene de hidratare-hidroliză sînt în mare măsură accelerate de temperatură.

2. În același timp, creșterea temperaturii în faza inițială de întărire a cimentului favorizează dezomogenizarea fazelor CSH și CH, fenomen cu atît mai evident, cu cît raportul a/c al amestecului este mai mare.

3. Silicatul bicalcic nu contribuie practic la creșterea rezistențelor inițiale ale pietrei de ciment, nici în condițiile aplicării tratamentelor termice fără presiune, menținîndu-și și în aceste condiții caracterul lent de hidratare pe care-l are la temperatura normală (comparativ cu ceilalți componenți mineralogici).

4. În legătură cu rolul gipsului ca adaos la ciment, observațiile microscopice efectuate duc la următoarele concluzii :

— La temperatura normală, gipsul reacționează rapid cu C_3A, dînd neoformații fibroase și foarte stabile de hidrosulfataluminat de calciu, care se aglomerează și compactizează în jurul granulelor mineralului de proveniență, formînd un obstacol între faza lichidă și cea solidă, ceea ce contribuie la reducerea vitezei de hidratare în continuare, însă și la creșterea rezistențelor inițiale ale pietrei de ciment.

— La temperaturi ridicate (80—100°C), C_3A se hidratează normal (la fel ca în absența gipsului) dînd hidroaluminați exagonali care trec repede în $3\,CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6\,H_2O$ cubic ; ulterior însă, acest hidroaluminat reacționează cu gipsul, dînd structuri cristaline caracteristice hidrosulfataluminatului de calciu, ceea ce poate avea influențe negative asupra calității pietrei de ciment, datorită expansiunilor locale.

— În prezența gipsului, C_4AF eliberează prin hidroliză o cantitate mai redusă de hidroxid feric, Fe_2O_3 intrînd de preferință în structura complecșilor cu $CaSO_4$ ce se formează, ceea ce poate afecta permeabilitatea la apă a pietrei de ciment.

În figura 10 se arată schematic evoluția în ansamblu a aluminaților de calciu în prezența gipsului, pentru cele două condiții de păstrare (temperatură normală și cu încălzire prealabilă).

5. Zgura metalurgică, aflată eventual ca adaos la ciment, se comportă la aburire ca și silicatul bicalcic, contribuind în foarte mică măsură la creșterea rezistențelor inițiale ale pietrei de ciment. Totuși, un procent redus de zgură apare indicat în cimenturile destinate întreprinderilor de prefabricate, deoarece, prin activitatea ulterioară pe care o manifestă, leagă o parte din hidroxidul de calciu eliberat în timpul hidrolizei silicaților, contribuind în același timp și la autocolmatarea defectelor de structură cauzate de tratamentul termic.

6. În baza acestor interpretări se conturează caracteristicile de bază ale cimenturilor destinate tratamentelor termice fără presiune, în sensul următor :

— Compoziția clincherului de bază : C_3S minimum 65 %, C_3A maximum 8 %.

— Adaosuri : zgură granulată (în proporție de 10—15 %) sau alt adaos activ în măsură să reacționeze cu $Ca(OH)_2$, cu formarea unor compuși stabili; gips, în cantitatea minimum necesară pentru reglarea termenului de priză necesar.

— Finețea de măcinare cît mai avansată (minimum 3500 cm^2/g, după Blaine).

7. Cercetările prezentate au dus și la elaborarea unei metode rapide pentru evaluarea aptitudinii la aburire a cimenturilor.

Bibliografie

[1] INCERC : *Studii de sinteză asupra cimenturilor* RIM, 1968.

[2] NURSE R.W. : *Physico-chemical fundamentals and methods of accelerated hardening of concrete.* Raport general temă, simpozion RILEM, 1964.

[3] MIHAIL N. : *Méthode pour l'essai rapide de la qualité des betons.* Bul. RILEM nr. 31, 1966.

CRONICA

EDITURA TEHNICĂ LA ANIVERSAREA A 20 DE ANI DE ACTIVITATE

Privind retrospectiv o activitate care în această primăvară înregistrează pentru Editura tehnică două decenii, se poate afirma că bilanţul ei este fructuos, contribuind direct la efortul general de edificare a socialismului în patria noastră, de ridicarea ei în rîndul ţărilor cu o economie şi o industrie avansată.

Avînd menirea de a contribui, prin publicaţiile sale, la promovarea progresului ştiinţific şi tehnic în cadrul politicii generale elaborată de partid şi guvern de industrializare a ţării, de a crea documentaţia tehnică şi ştiinţifică pentru pregătirea cadrelor de muncitori, tehnicieni şi ingineri necesare unei asemenea dezvoltări economice impetuoase, an de an planurile de apariţii ale Editurii tehnice au cuprins lucrări care oglindesc sarcinile diferitelor etape de dezvoltare a economiei noastre.

În această perioadă, în Editura tehnică au apărut peste 4 800 de titluri difuzate într-un tiraj de circa 25 000 000 exemplare, abordînd problemele din 30 de domenii diversificate în peste 200 de tematici tehnico-ştiinţifice, la aceste titluri adăugîndu-se şi alte lucrări cu tematică tehnico-ştiinţifică publicate de alte edituri cu profil înrudit. Aceste realizări sînt scoase şi mai mult în evidenţă dacă se ţine seama că în perioada 1900—1944, deci în 44 de ani, în România au apărut doar 1 880 de cărţi cu conţinut tehnico-ştiinţific, cu un tiraj sub un milion de exemplare.

Făcînd o trecere în revistă cronologică a apariţiilor se constată o evoluţie continuu ascendentă, saltul cantitativ şi calitativ realizat de literatura tehnică oglindind progresele spectaculoase înregistrate de toate ramurile economiei naţionale în anii socialismului.

Ţinîndu-se seamă de locul pe care îl ocupă sectorul de construcţii în cadrul planurilor de dezvoltare economică, în apariţiile Editurii tehnice s-a acordat şi se acordă cărţilor din acest domeniu un procent de circa 14% din volumul producţiei anuale editoriale.

Dacă în primii ani de existenţă o mare parte din cărţile tehnice reprezentau traduceri de lucrări străine, pe parcurs, ţinînd seama de cerinţa primordială ca literatura tehnică să corespundă necesităţilor specifice ale ţării noastre şi de faptul că sectorul de construcţii are tradiţii adînci la noi, Editura tehnică a dus în mod constant o politică de promovare a literaturii originale. S-a urmărit ca în elaborarea lucrărilor să fie antrenaţi cei mai buni specialişti din întreaga ţară.

Însumînd titlurile apărute în această perioadă adresate sectorului de construcţii se ajunge la peste 470 de lucrări, adresate tuturor categoriilor de cititori: muncitori, tehnicieni, ingineri şi arhitecţi.

De o atenţie permanentă şi deosebită s-au bucurat lucrările adresate muncitorilor avînd în vedere numărul mare de cadre calificate necesitate de volumul ridicat şi în permanentă creştere al construcţiilor de toate genurile ce trebuiau şi trebuie executate. În prezent, toate meseriile de bază ale sectorului de construcţii sînt acoperite prin lucrări de certă valoare.

Pentru cadrele medii tehnice de pe şantiere şi din institutele de proiectări s-au editat numeroase lucrări, atît cu caracter tehnologic, cît şi cu caracter teoretic şi de cunoştinţe generale, care au contribuit la generalizarea unor noi procedee constructive, la ridicarea nivelului cunoştinţelor teoretice ale tehnicienilor. Astfel, se pot cita lucrări ca: „Executarea construcţiilor cu cofraje glisante", „Montarea construcţiilor metalice", „Tehnologia lucrărilor de construcţii", „Îndrumătorul constructorului" „Utilizarea cimenturilor în construcţii", „Controlul calităţii lucrărilor de construcţii", „Azbocimentul în construcţii", „Culoarea în arhitectură", „Desenul în arhitectură şi urbanism" şi multe altele.

Literatura tehnică adresată inginerilor şi arhitecţilor este bogat reprezentată de lucrări elaborate de specialişti sau colective de specialişti bine cunoscuţi, din ţară sau din străinătate. Multe din aceste cărţi au devenit lucrări de bază în domeniile respective, ca „Betonul armat", „Construcţii industriale de beton armat", „Calculul plăcilor curbe subţiri", „Manualul inginerului constructor", „Construcţii metalice industriale", „Statica construcţiilor", „Fundaţii", „Manual pentru calculul construcţiilor", „Chimia fizică a silicaţilor tehnici", „Materiale de construcţie", „Manualul arhitectului proiectant", „Arhitectura", „Clădiri, proiecte, studii", „Probleme de estetica oraşelor", „Urbanism", „Istoria generală a arhitecturii", „Probleme de reprezentare a structurilor constructive", „Restaurarea monumentelor", „Formele structurale ale arhitecturii moderne", „Alimentări cu apă", „Canalizări", „Încălziri centrale", „Instalaţii interioare de gaze combustibile", „Instalaţii sanitare", „Ventilarea şi condiţionarea aerului", „Îndrumătorul instalatorului", „Tehnica încălzirii şi ventilării", „Ascensoare electrice" şi altele.

Valoarea conţinutului ştiinţific şi tehnic al lucrărilor apărute este confirmată de faptul că unele dintre acestea au fost distinse cu premii sau au fost traduse în limbi străine.

Tendinţele noi existente în domeniul editorial pe plan mondial de a se organiza producţia editorială pe tipuri de ediţie, „Cicluri", „Serii", „Colecţii" sînt oglindite în ultimele planuri şi în planurile viitoare prin seriile „Calculul şi alcătuirea construcţiilor", „Tehnologia executării lucrărilor de construcţii", „Îndrumătoare de organizare a şantierelor", „Materiale de construcţie", „Arhitectura de-a lungul veacurilor", în care au apărut deja primele lucrări, altele fiind în curs de apariţie.

În orientarea activităţii sale tematice în domeniul construcţiilor, Editura tehnică a primit un sprijin eficient din partea specialiştilor, a cititorilor şi a forurilor interesate, care prin observaţiile şi sugestiile lor au contribuit la apariţia lucrărilor celor mai necesare în diferite perioade.

Mai sînt domenii tematice în care cititorii ar fi dorit să apară cărţi, dar care din cauza unor dificultăţi întîmpinate, mai ales de ordin economic, determinate în primul rînd de numărul redus de cititori previzibil pentru anumite teme, nu au putut fi încă realizate. Aceste domenii tematice stau în atenţia editurii şi pe măsura ivirii unor condiţii corespunzătoare vor fi rezolvate.

În planul de apariţii pe anul 1970 şi în planurile viitoare sînt prevăzute teme importante dintre care se amintesc, din domeniul construcţiilor şi al materialelor de construcţii: „Metode numerice şi matriciale în mecanica construcţiilor, cu aplicaţii pentru folosirea calculatoarelor" (traducere din l. engleză), „Manualul inginerului hidrotehnician" vol. I şi II, „Sisteme reticulare nedeterminate", „Betoane uşoare", „Rezistenţele şi deformaţiile betonului", „Tehnologia lucrărilor de beton precomprimat" (ciclul „Tehnologia lucrărilor de construcţii"), „Materiale termo- şi fonoizolatoare în construcţii" (ciclul „Materiale de construcţie"), „Proiectarea structurilor rezistente la acţiunea seismică" (ciclul „Calculul şi alcătuirea construcţiilor"), „Încercarea nedistructivă a betonului", „Beton pentru temperaturi înalte" (traducere din l. germană), „Structuri prefabricate din beton armat pentru hale parter" şi altele.

În domeniul instalaţiilor sînt prevăzute lucrările: „Instalaţii sanitare pentru ansambluri de clădiri", „Alimentări cu apă", „Aparate şi materiale pentru instalaţii în clădiri", „Proiectarea canalizărilor", „Ventilarea şi condiţionarea aerului, vol. II", „Conducte industriale pentru transportul fluidelor" şi altele

Împreună cu celelalte lucrări de nivel mediu şi elementar prevăzute să apară, considerăm că literatura tehnică de specialitate adresată sectorului de construcţii va veni în sprijinul realizărilor importantelor obiective în curs de execuţie sau prevăzute a fi construite.

Ing. **Gh. Anghel**
Redactor şef secţie
Editura tehnică

RECENZII

INCERC : „STUDII ȘI CERCETĂRI" nr. 1/1969

Această broșură cuprinde două lucrări din seria : Organizarea lucrărilor de construcții, de mare utilitate practică pentru proiectarea organizării șantierelor.

1. Prima lucrare : **„Catalogul obiectelor de organizare folosite la executarea lucrărilor de construcții"** (Autori : Ing. V. Olaru, Ing. M. Săulescu și Ing. S. Bodea) cuprinde 85 de fișe sintetice de prezentare a proiectelor reprezentative în vigoare pentru următoarele categorii de obiecte de organizare de șantier : secții anexe productive ; construcții legate de transporturi și manipulări de materiale ; construcții pentru depozitarea materialelor ; instalații de șantier ; construcții administrative și construcții social-culturale.

Fișele au un caracter de informare și orientare conținînd schițele obiectelor sau lucrărilor prezentate, caracteristicile lor constructive, dimensionale și funcționale, precum și indicii tehnico-economici principali (costuri, consumuri de materiale și de forță de muncă), care permit organizațiilor de proiectare și execuție să aleagă, pe această bază, soluțiile cele mai adecvate și eficiente în diferite situații întîlnite în cazurile concrete pe care le au de rezolvat.

2. În a doua lucrare : **„Indicații metodologice pentru determinarea folosirii economice a diferitelor tipuri de barăci demontabile"** (Autori : Ing. M. Mihai, Ing. V. Curtov și Ing. J. Aurian) se prezintă un instrument pentru efectuarea analizei comparative a diferitelor tipuri de barăci demontabile necesare pentru obiecte de organizare de șantier, care permite, pe baza anumitor parametri, alegerea soluțiilor celor mai economice pentru cazurile și condițiile specifice ale diferitelor șantiere.

Lucrarea cuprinde o serie de grafice, cu date cifrice determinate pe baza unor formule de calcul al eficienței economice, cu ajutorul calculatorului PROGRAMA-101, precum și aplicații exemplificate.

INCERC : „STUDII ȘI CERCETĂRI" nr. 3/1969

Seria : Mecanizarea lucrărilor de construcții.

Broșura cuprinde : „**Fișe de organizare tehnologică a stațiilor tip de preparare a betonului**" (autori : Ing. S. Șuler, Ing. A. Avrămoiu și Ing. N. Nanci).

Sînt prezentate 36 de fișe grupate în patru capitole principale și anume :

— **Cap. 1. Date de orientare**, conținînd tipurile de utilaje folosite, productivități, scheme logice de alegere tehnico-organizatorică a soluției și schema sintetică a soluțiilor analizate (4 fișe).

— **Cap. 2. Scheme ale unor ansambluri de stații**, de diferite capacități, în diferite variante (13 fișe).

— **Cap. 3. Scheme ale părților constitutive** ale secțiilor (17 fișe).

— **Cap. 4. Date cu caracter analitic**, cuprinzînd indicativul și evidența proiectelor pt. stațiile de betoane și datele de bază pentru estimarea amenajărilor necesare la aceste stații (2 fișe).

Toate datele conținute în fișele prezentate, bazate pe studiile și cercetările INCERC și proiectele IPIMPC, constituie un util ajutor pentru simplificarea muncii de concepție și de proiectare legată de realizarea stațiilor de preparare a betoanelor cu noduri și utilaje tip produse pe cale industrială.

PROCEEDINGS OF THE SYMPOSIUM ON TOWER-SHAPED STEEL AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

(Comunicări la simpozionul asupra structurilor în formă de turn, din oțel și beton armat)

IASS — Bratislava

În cursul anului 1969 au fost publicate în volum memoriile prezentate la simpozionul IASS ținut la Bratislava între 6 și 8 iunie 1966.

Volumul a fost editat de Secretariatul Asociației Internaționale pentru structuri din plăci curbe subțiri (cu sediul la Madrid).

Simpozioanele acestei active asociații internaționale sînt organizate pe tematici distincte, iar cel ținut la Bratislava s-a ocupat cu structurile în formă de turn, construite din metal și beton armat.

În volum au fost incluse rapoartele generale prezentate pe teme, împreună cu o selecție de rapoarte al căror subiect era mai apropiat de subiectul simpozionului.

După o alocuțiune a președintelui A. M. Haas urmează două rapoarte de deschidere ale lui O. Lappo „Proiectarea arhitecturală a structurilor în formă de turn" și Fr. Leonhardt „Stadiul actual al proiectării turnurilor din beton armat".

Lucrările simpozionului au fost împărțite pe cinci teme (unele și cu subteme), pe care le enumerăm mai jos, împreună cu raportorii generali.

Tema I. R. Krapfenbauer : Ipoteze de încărcare pentru structurile în formă de turn.

Tema II a. K. Hruban : Statica construcțiilor în formă de turn.

Tema II b. F. Lederer : Probleme privind stabilitatea structurilor în formă de turn.

Tema III a. B. G. Korenev : Dinamica structurilor turn.

Tema III b. H. van Koten : Problemele aerodinamice ale structurilor în formă de turn.

Tema IV. F. Faltus : Proiectarea, problemele structurale și construcția structurilor metalice în formă de turn.

Tema V a. R. Ciesielski : Coșuri de fum și turnuri de răcire.

Tema V b. G. K. Haidukov : Probleme de construcție și montaj la silozuri, castele de apă de beton armat etc.

Tema V c. H. Rűhle : Turnuri de televiziune și fundații de turnuri.

În afara rapoartelor generale de mai sus figurează un număr de 28 comunicări. Nu au fost incluse în volum alte 22 comunicări și doar dorința de a nu mări volumul tipărit poate explica această omisiune.

Toate genurile de construcții înalte de televiziune, antene, coșuri de fum, castele de apă, stîlpi înalți etc. sînt abordate sub multiple aspecte teoretice, de calcul, constructive și realizări.

Trebuie să subliniem că lucrările acestui simpozion reprezintă o abordare sistematică a unui gen de construcții, fiind amplu studiate încercările, comportarea dinamică, problemele de instabilitate.

Apreciem că lucrările acestui simpozion reflectă stadiul cercetărilor și realizărilor pe plan mondial și de aceea trebuie să fie cunoscute de toți acei care se ocupă cu structurile în formă de turn.

Riko Rosman

STATIK UND DYNAMIK DER SCHEIBENSYSTEME DES HOCHBAUES. PRACTISCHE BERECHNUNGSVERFAHREN FŰR SYSTEME AUS GEKOPPELTEN VOLLEN SCHEIBEN, GEGLIEDERTEN SCHEIBEN UND STOCKWERKRAHMEN

(Statica și dinamica diafragmelor pentru construcții. Diafragme pline, de cadre etajate și diafragme cu goluri. Influența sarcinilor orizontale și verticale, precum și a variațiilor de temperatură. Vibrații proprii fundamentale. Sarcini seismice. Tabele și diagrame)

Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1968 ; 317 pagini, 73 figuri, 8 tabele numerice și 4 diagrame.

Autor a numeroase articole în acest domeniu și al broșurilor nr. 65 „Calculului static al clădirilor înalte din diafragme cu şiruri de goluri", nr. 66 ,,Tabele pentru forţele interioare în diafragmele cu goluri supuse la forţe orizontale" şi nr. 67 ,,Diafragme cu goluri, avînd secţiuni variabile în trepte" din seria Bauingenieur-Praxis (editată de prof. dipl.-ing. Robert von Halasz în editura Wilhem Ernst Sohn, Berlin-München), Riko Rosman scoate prin cartea de faţă o lucrare de sinteză de ample proporţii, care abordează toate problemele de statica construcţiilor din diafragme pline şi cu goluri, care, datorită existenţei unui plan de simetrie, pot fi reduse la o problemă plană.

Partea de teorie este împărţită în patru părţi şi anume :

A. Forme şi tipuri de rezemare ale diafragmelor,

B. Diafragmele ca sisteme discrete (discontinue),

C. Diafragmele ca sisteme continue,

D. Sisteme de diafragme la care se iau în considerare alungirile stîlpilor diafragmelor cu goluri, urmate de anexe, tabele numerice şi diagrame.

Prima parte (A), avînd un rol introductiv, conţine clasificarea construcţiilor din diafragme din punctul de vedere al formei, dispoziţiei în plan, modurilor de rezemare şi continuităţii sistemului.

În partea a doua (B) se definesc rigidităţile barelor, modul de distribuire a sarcinilor şi forţelor interioare la diafragmele componente ale sistemului, se deduc ecuaţiile de compatibilitate ale cadrului echivalent, se dau două procedee pentru determinarea deplasărilor orizontale. În continuare se examinează probleme de dinamica diafragmelor (perioada vibraţiilor libere, luarea în considerare a deformării întregii diafragme).

Un alt paragraf studiază sistemele mixte, alcătuite din diafragme pline şi goluri, iar în încheierea acestei părţi se indică trecerea la sistemele continue.

În partea a treia (C) se stabileşte ecuaţia diferenţială care leagă momentele de sarcina orizontală şi apoi se integrează această ecuaţie.

Din cazul general se deduc o serie de formule aplicabile direct în cazul particular al sarcinilor uniforme, triunghiulare şi izolate. Ca şi în partea (B) atît aspectul static cît şi cel dinamic sînt studiate.

Partea a patra (D) reprezintă o extindere a teoriei din părţile (A) şi (B), în care se iau în considerare şi alungirile stîlpilor.

Influenţa variaţiilor de temperatură este de asemenea luată în considerare, iar în încheierea părţii (D) se dă o metodă aproximativă pentru studierea sistemelor de diafragme oarecare. Aproximarea rezidă în alegerea legii de variaţie a eforturilor de lunecare în lungul golurilor.

În anexă se dau extrase dintr-o serie de prescripţii străine privind evaluarea sarcinilor masice provenind din acţiuni seismice şi rafale de vînt, precum şi diferite tabele auxiliare (caracteristicile terenului de fundaţie).

Lucrarea, în afara meritului că reprezintă prima carte completă pentru calculul diafragmelor, se remarcă prin sistematizarea expunerii, prin permanenta preocupare de a servi direct la rezolvarea cazurilor practice şi printr-o excelentă prezentare grafică.

Ea se adresează inginerilor din cercetare şi proiectare, precum şi studenţilor din ultimii ani de studii ai facultăţilor de construcţii. Întrucît în limba română nu există o lucrare similară şi dată fiind extinderea pe care o au la noi în ţară aceste construcţii, ar fi poate utilă publicarea unei versiuni româneşti a cărţii de faţă.

Dr. ing. **M. Soare**

J. E. Bowles

FOUNDATION ANALYSIS AND DESIGN

(Studiul şi proiectarea fundaţiilor)

Mc Graw — Hill Book Company,
New York, 1968, 659 pag, 302 figuri,
234 referinţe bibliografice.

Lucrarea prezintă teoriile şi metodele moderne pentru studiul şi proiectarea fundaţiilor.

Ceea ce o deosebeşte însă de alte lucrări de fundaţii apărute pînă în prezent este că metodele de analiză şi calcul sînt prezentate într-o formă care permite folosirea calculatoarelor cifrice.

Pentru acest motiv, lucrarea deschide o perspectivă nouă tuturor celor interesaţi în studiul, proiectarea şi executarea fundaţiilor.

Lucrarea conţine 12 capitole, 3 anexe şi un indice de termeni. De asemenea, fiecare capitol conţine un număr de exemple numerice rezolvate, iar la sfîrşit probleme propuse spre rezolvare.

În capitolul 1 se dau elementele esenţiale privind proprietăţile fizice şi mecanice ale pămînturilor.

Capitolul al doilea este consacrat capacităţii portante a pămînturilor, distribuţiei eforturilor în interiorul masivului de pămînt şi tasărilor. Cu această ocazie autorul arată modul cum folosirea calculatoarelor permite aplicarea unor teorii mai exacte şi care conduc la formule complicate.

În capitolul al treilea se prezintă metodele moderne de prospecţiune şi recoltare a probelor de pămînt.

Cu capitolul 4 începe partea consacrată fundaţiilor şi care reprezintă peste 3/4 din întreaga lucrare. În acest capitol consacrat fundaţiilor de suprafaţă se prezintă metode de proiectare bazate atît pe metoda rezistenţelor admisibile, cît şi pe metoda rezistenţei limită (la rupere).

În capitolul 5 se prezintă fundaţiile combinate încărcate centric sau excentric, fundaţiile continue, precum şi radierele. În afară de metodele clasice este de semnalat că, pentru fundaţiile continue şi radiere, se prezintă metode de proiectare cu ajutorul diferenţelor finite.

Capitolul 6 este consacrat ,,Împingerii laterale a pămîntului", iar capitolul 7 zidurilor de sprijin, în acesta din urmă acordîndu-se o atenţie deosebită zidurilor de beton armat din consolele cu şi fără contraforturi.

La capitolul 8 se prezintă pereţii de palplanşe şi batardourile, insistîndu-se asupra metodelor mai recente de proiectare.

Din capitolul 9 ,,Fundaţii pe piloţi" sînt de remarcat în special : tabelul comparativ cu caracteristicile diferitelor tipuri de piloţi, analiza rezistenţei materialului din pilot cu ajutorul ecuaţiei undei rezolvată prin metoda diferenţelor finite, evaluarea rezistenţei laterale a piloţilor plecînd de la ecuaţia fibrei medii deformate rezolvate tot prin metoda diferenţelor finite.

Din capitolul 10, consacrat grupului de piloţi, merită a fi semnalată metoda de evaluare a eforturilor din straturile de pămînt situate sub vîrful piloţilor, precum şi metoda pentru calculul distribuţiei eforturilor în piloţi.

După un scurt capitol privind ,,Fundaţiile pe chesoane", în ultimul capitol intitulat ,,Dinamica pămînturilor", se prezintă atît efectul vibraţiilor generate de fundaţiile de maşini, cît şi cele provocate de cutremure.

Lucrarea cuprinde şi patru anexe dintre care în ultima se dau programe în limbaj FORTRAN pentru ecuaţiile lui Balla pentru factorii de capacitate portantă, soluţia unei grinzi pe mediu elastic de lungime finită, calculul unei fundaţii dreptunghiulare comune pentru stîlpi, programul pentru coeficienţii matricii ce apare la calculul radierului general prin metoda diferenţelor finite, calculului unui zid de sprijin, soluţia pentru ecuaţia undei, calculul pilotului la solicitări orizontale, calculul spaţial al unui grup de piloţi.

De asemenea este de semnalat că pentru multe din cele 229 probleme propuse pentru rezolvare la sfîrşitul capitolelor se cere şi întocmirea programului în limbaj FORTRAN.

Lucrarea este scrisă clar, iar figurile sînt foarte sugestive.

Din cele arătate mai sus rezultă că autorul a reuşit să prezinte într-un mod interesant şi modern cele mai noi metode de calculul şi proiectarea fundaţiilor. Tocmai datorită acestui caracter de noutate şi originalitate considerăm că lucrarea recenzată merită toată atenţia proiectanţilor şi constructorilor din ţara noastră şi ar fi utilă traducerea sa în limba română.

Conf. dr. ing. **S. Andrei**

DE PESTE HOTARE

ÎNCĂLZIREA ASIGURATĂ PRIN ZUGRĂVEALĂ

Ultima noutate în materie de încălzire ce se anunţă din Anglia este încălzirea electrică, în care difuzorul de căldură este format de ansamblul peretelui care este acoperit în prealabil cu o zugrăveală specială avînd rolul de rezistenţă electrică.

Această zugrăveală devine conductor electric prin adăugarea unei cantităţi de carbon special permiţînd astfel transformarea oricărui perete într-un radiator electric.

La partea inferioară şi la cea superioară a peretelui se montează cîte un conductor, constituit dintr-o placă subţire de aluminiu care se fixează pe perete şi — după aplicarea zugrăvelii ,,încălzitoare" — se acoperă cu o baghetă de lemn. Zugrăveala, de culoare cenuşie, nu este toxică şi are rolul de rezistenţă electrică : prin ea trece un curent de 40 V (deci nepericulos) şi temperatura sa se ridică pînă la 42° C.

Acest strat de zugrăveală conductoare poate fi acoperit cu altă zugrăveală decorativă sau cu tapet, lucru ce nu alterează cu nimic proprietăţile sale în ceea ce priveşte încălzirea.

După şase luni de folosire s-a putut constata că peretele nu prezintă nici o deteriorare, iar preţul zugrăvelii conductoare este acceptabil, nedepăşind pe cel al zugrăvelii decorative de bună calitate.

Zugrăveala poate fi aplicată cu pensula, cu pistolul sau cu ruloul, ca produsele tradiţionale, fără nici o preparare specială.

Promotorii acestui procedeu de încălzire consideră că, în afara preţului avantajos, sistemul oferă şi alte numeroase avantaje, mai ales în domeniul prefabricării unde elementele de încălzire pot fi aplicate pe elementele prefabricate înainte de montarea lor. Astfel aceste elemente pot căpăta rolul de acumulatoare de cădură.

Practic, este suficient de a se prevedea în fiecare încăpere un singur perete încălzitor. Senzaţia de căldură apare a fi perceptibilă numai la o distanţă de 30 cm de la perete şi această radiaţie discretă se pare că creează o senzaţie de confort.

Bâtir nr. 178

FAŢADE CORTINĂ DIN MATERIAL PLASTIC ARMAT

La Londra a fost construit un bloc de locuinţe, realizat după o nouă formulă: sîmburele central din beton este ridicat cu ajutorul unui cofraj glisant ; structura este metalică ; faţada-cortină este executată din elemente din material plastic.

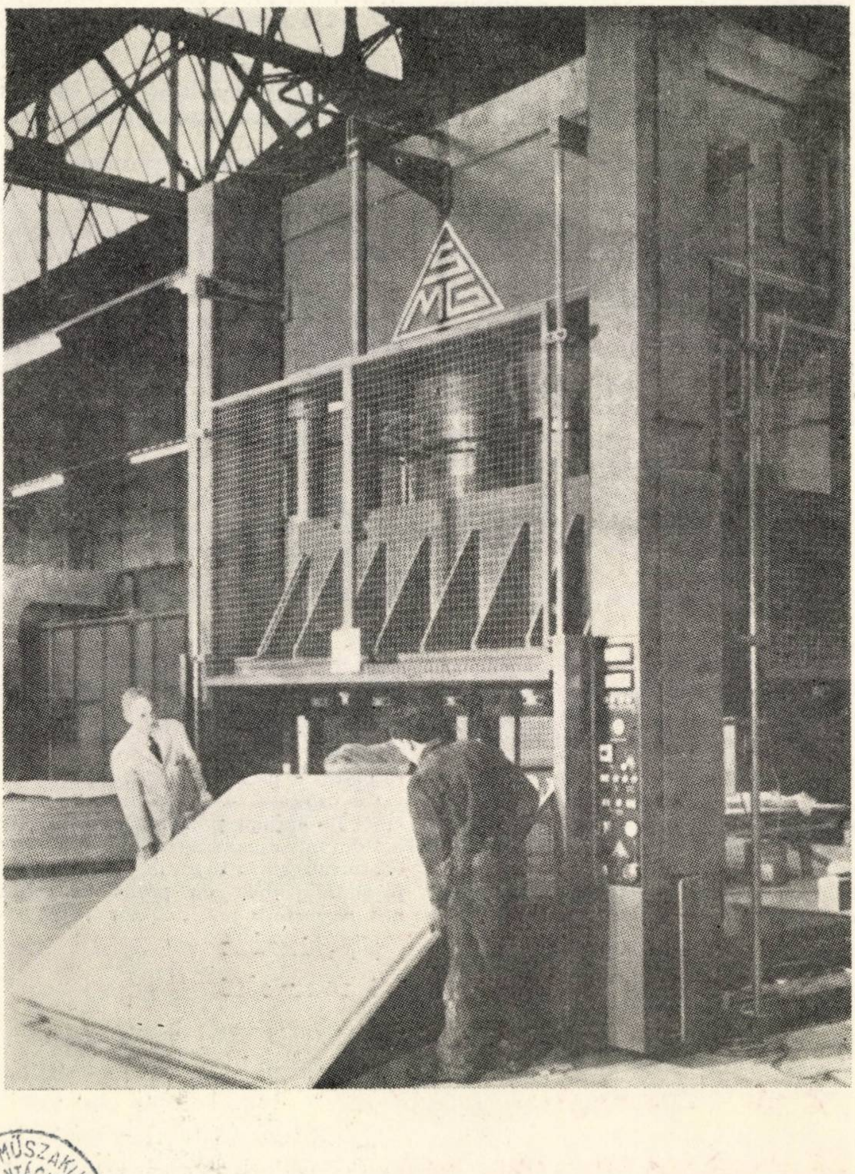
Aceste panouri pline sau cu gol de fereastră sînt fabricate prin presare dintr-un poliester special cu armătură din fibre de sticlă, care rezistă la foc şi la agenţii corosivi atmosferici. Elementele sînt montate cîte şase pe o grilă metalică pe înălţimea a trei etaje (fig. 1).

Ansamblul cu o greutate de 3 tone este pus în operă cu ajutorul unei macarale turn.

Punerea la punct a materialului utilizat şi a elementului de faţadă a necesitat trei ani de studii.

Este de remarcat că spre deosebire de alte răşini care devin neinflamabile prin adăugarea unui aditiv pe bază de clor, materialul folosit în acest caz are o rezistenţă permanentă la foc.

Bâtir nr. 178

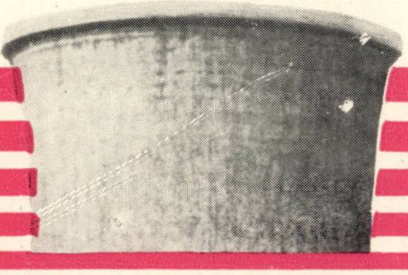


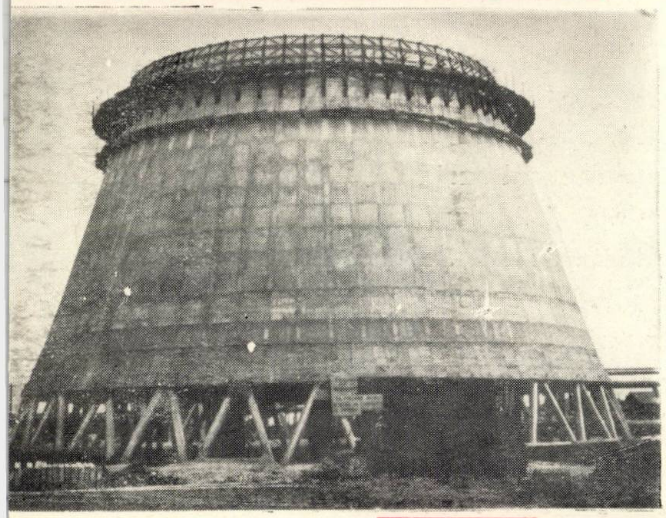
ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Intreprinderea 4

CONSTRUCȚII MONTAJ-IAȘI

Str. Republicii nr. 61 • telefon 1.56.30





EXECUTĂ

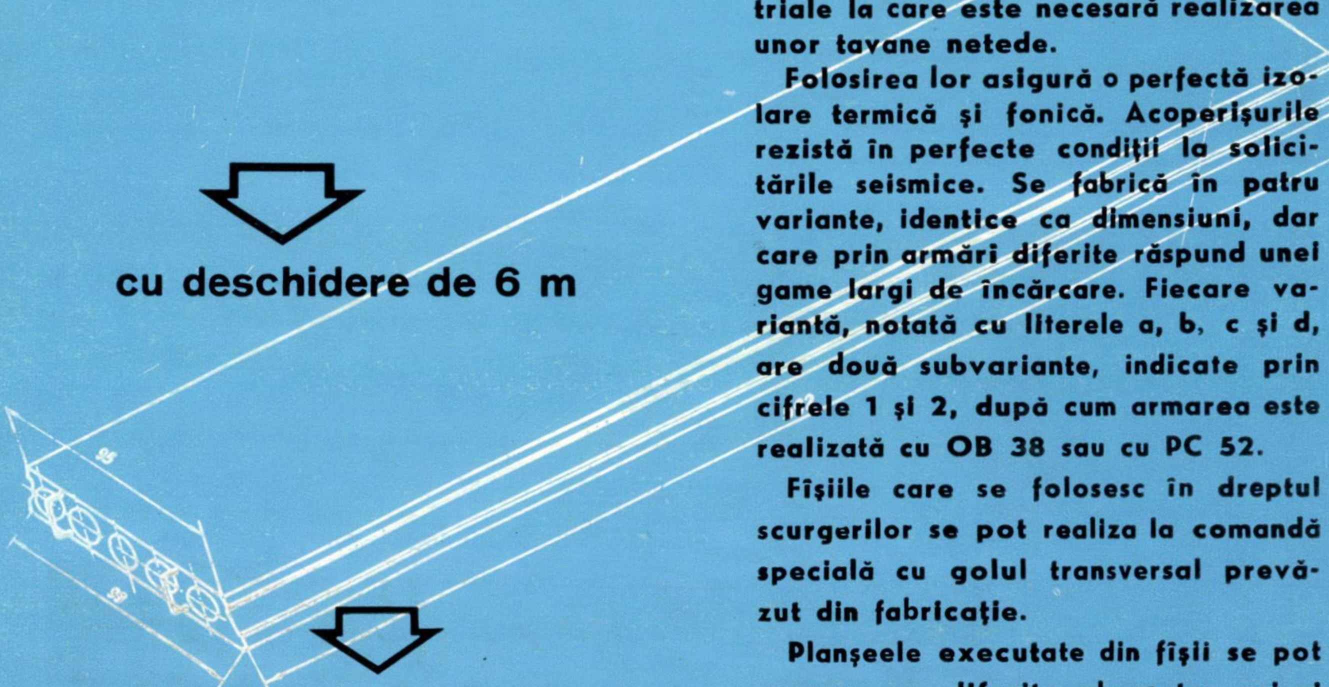
- *complexe și construcții industriale*
- *lucrări speciale de beton armat, beton precomprimat, montaje de prefabricate, castele de apă, silozuri, coșuri de fum, turnuri de răcire*
- *construcții metalice*
- *complexe agro-zootehnice*
- *studii și proiecte de organizare a întreprinderilor și șantierelor de construcții*
- *analize, încercări și studii de laborator asupra agregatelor, lianților betonului armat și precomprimat, oțelului-beton*

UN NOU PRODUS AL INDUSTRIEI DE PREFABRICATE

Fîşii cu goluri din beton armat

cu deschidere de 6 m

pentru planşee şi acoperişuri



Executate conform catalogului I.P.C.T. 2130-68, fîşiile se folosesc la acoperişurile şi la planşeele construcţiilor civile, social-culturale şi industriale la care este necesară realizarea unor tavane netede.

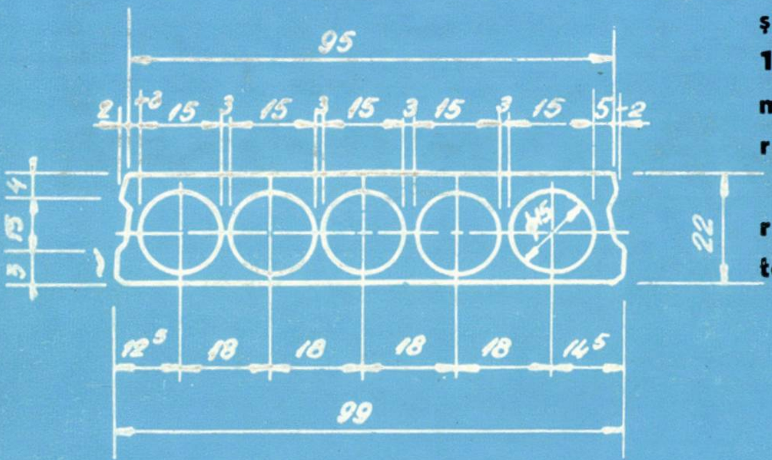
Folosirea lor asigură o perfectă izolare termică şi fonică. Acoperişurile rezistă în perfecte condiţii la solicitările seismice. Se fabrică în patru variante, identice ca dimensiuni, dar care prin armări diferite răspund unei game largi de încărcare. Fiecare variantă, notată cu literele a, b, c şi d, are două subvariante, indicate prin cifrele 1 şi 2, după cum armarea este realizată cu OB 38 sau cu PC 52.

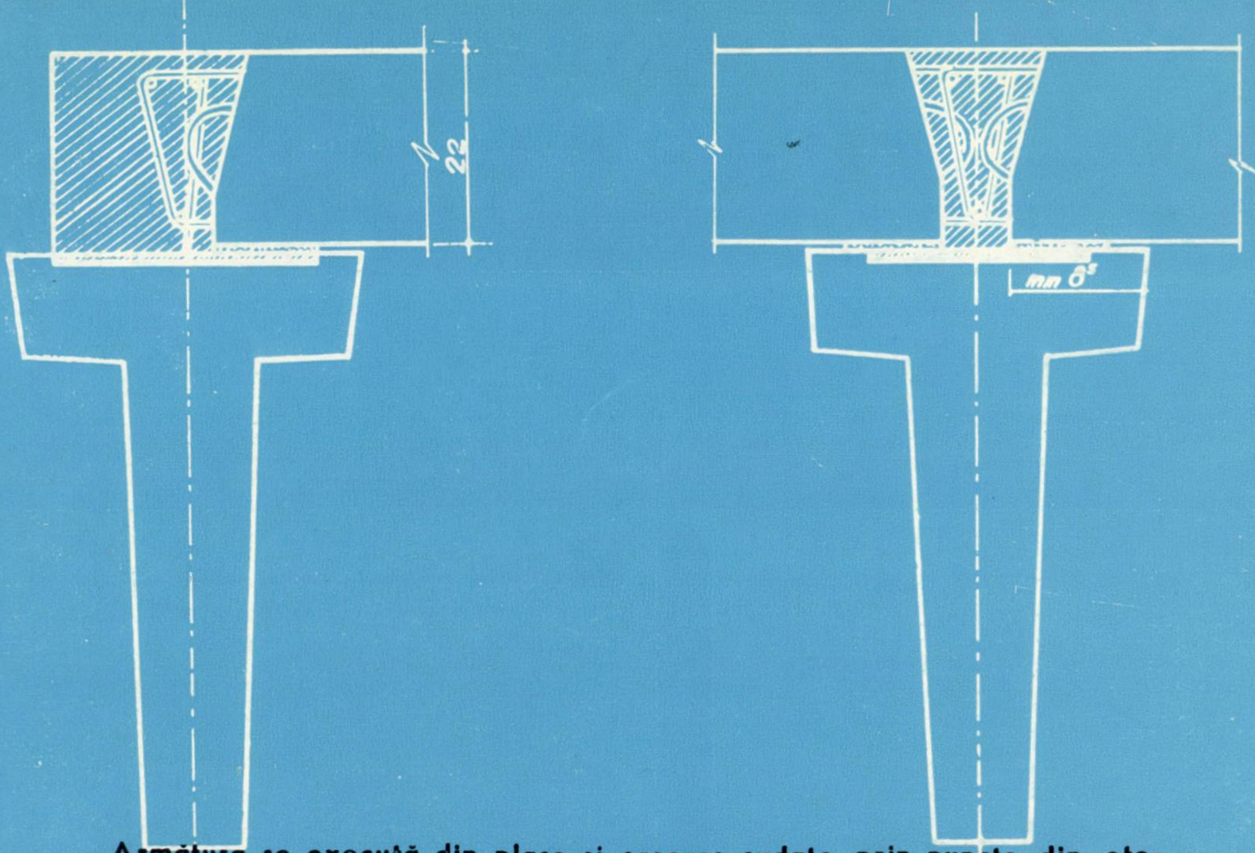
Fîşiile care se folosesc în dreptul scurgerilor se pot realiza la comandă specială cu golul transversal prevăzut din fabricaţie.

Planşeele executate din fîşii se pot rezema pe diferite elemente: grinzi prefabricate din beton, pe ziduri din cărămidă sau din beton celular autoclavizat.

Fîşiile sînt realizate în condiţii optime de calitate. Betonul cu marca B 300 se prepară din agregate spălate şi sortate cu granula de maximum 15 mm şi ciment cu rezistenţe iniţiale mari — RIM 200 sau RIM 300. Vibrarea se face pe masă vibrantă.

Turnate exclusiv în tipare metalice robuste, fîşiile au dimensiunile în limitele unor toleranţe strînse.





Armătura se execută din plase și carcase sudate prin puncte din oțeluri-beton de calitatea cea mai bună: STM, OB 38 și PC 52.

Pentru ridicare, fîșiile sînt prevăzute cu bucle speciale din oțel-beton cu diametrul de 12 mm.

Folosirea pe șantier a fîșiilor cu goluri de deschidere mare conduce la:
- reducerea totală a consumului de cherestea;
- creșterea productivității muncii la montaj;
- folosirea rațională a capacității de ridicare a macaralelor;
- scurtarea termenelor de execuție;
- realizarea unor construcții durabile și de calitate excelentă.

Indicativ	Dimensiuni (cm)		Greutate element	Calitatea oțelului la armătura de rezistență	Încărcări kg/mp				Momente, inclusiv greutate proprie (kgm)	
					Normate		Calcul			
	Nominal	De execuție			Utile	Gr. proprie	Utile	Gr. proprie	De calcul	Capabile
FG a_1	600×100	592×99	1,90	OB 38	450	330	595	365	4100	4450
FG a_2				PC 52						5350
FG b_1				OB 38	360		490		3660	4100
FG b_2				PC 52						4280
FG c_1				OB 38	290		390		3230	3440
FG c_2				PC 52						3620
FG d_1				OB 38	230		310		2880	3110
FG d_2				PC 52						3280

Producător: ÎNTREPRINDEREA DE PREFABRICATE DIN BETON HUNEDOARA
DEVA, STR. SÎNTUHALM NR. 1 — TELEFON 2128

Repartiții: CENTRALA INDUSTRIALĂ A PREFABRICATELOR DIN BETON — BUCUREŞT

INSTITUTUL DE CERCETĂRI ÎN CONSTRUCȚII ȘI ECONOMIA CONSTRUCȚIILOR

IN
CE
RC

Principala organizație de cercetări științifice în domeniul construcțiilor și singura cu caracter republican în acest domeniu, efectuează:

Cercetări complexe și de specialitate pentru întreaga ramură a industriei construcțiilor cuprinzînd următoarele domenii principale:

Beton, beton armat, beton precomprimat ● *Construcții metalice* ● *Structuri de construcții industriale, civile și speciale* ● *Teoria și calculul construcțiilor (inclusiv folosirea calculatoarelor electronice)* ● *Încercări în construcții* ● *Fundații* ● *Elemente de închidere, protecție și finisaje* ● *Folosirea materialelor din polimeri* ● *Fizica construcțiilor* ● *Izolări în construcții* ● *Protecția contra coroziunii* ● *Instalații pentru construcții (electrice, tehnico-sanitare, încălzire, ventilație și condiționare)* ● *Tehnologia generală a construcțiilor și organizarea șantierelor* ● *Mecanizarea lucrărilor de construcție* ● *Asimilări de scule, dispozitive și utilaje de construcție* ● *Economia construcțiilor* ● *Cibernetica în construcții.*

INCERC dispune de secții de specialitate și laboratoare la sediul central din București – Șos. Pantelimon nr. 266, precum și

- la Cluj – Calea Florești 117
- la Timișoara – Str. Traian Lalescu 2
- la Iași – Str. Karl Marx 38
- la Brașov – Aleea Minerva 8, bloc 36

Institutul este dotat cu aparatură, instalații, utilaje și standuri moderne la nivelul tehnicii mondiale.

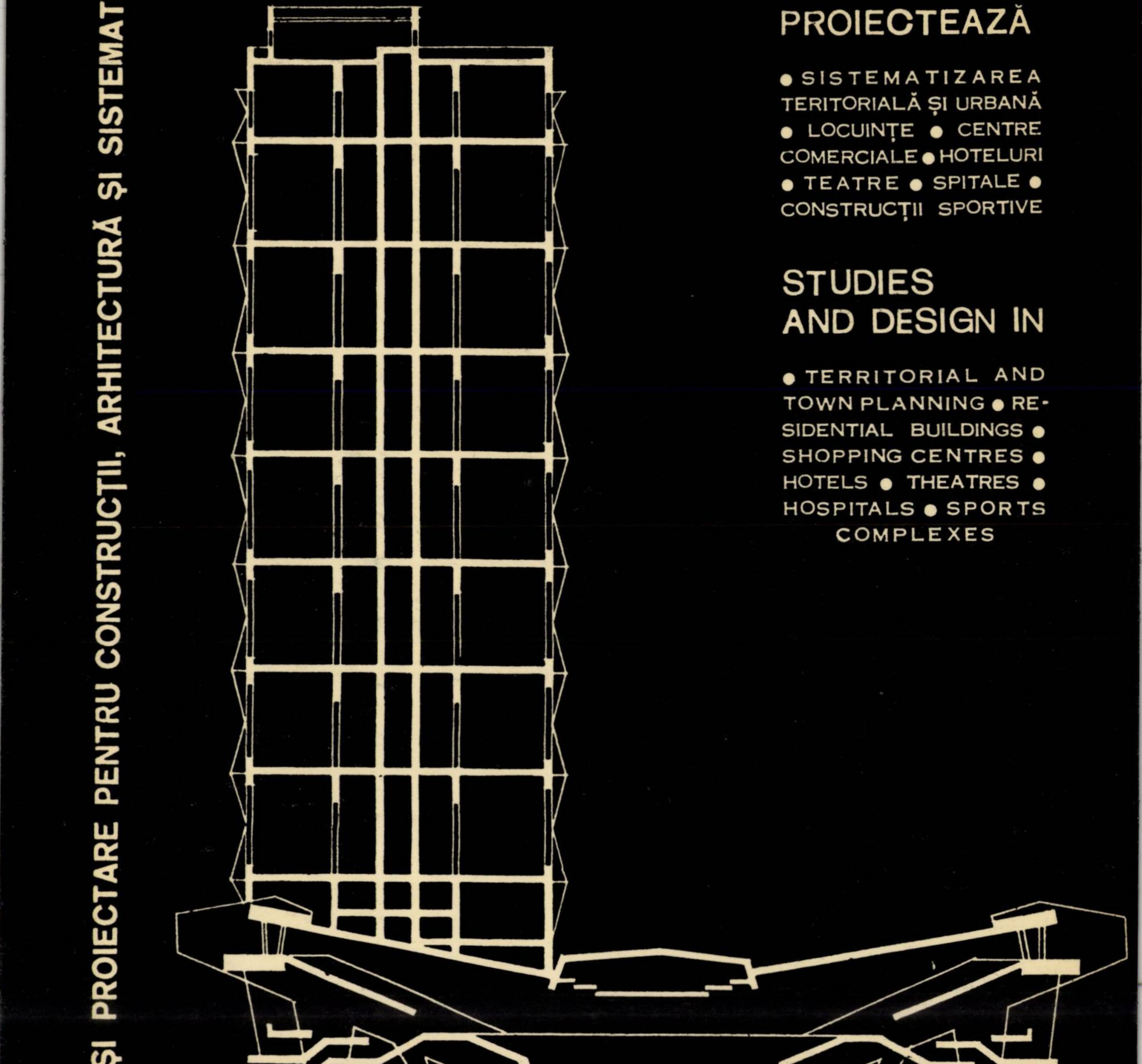
INCERC POATE EXECUTA PENTRU INSTITUȚII DE STAT ȘI COOPERATISTE DIN ȚARĂ – PE BAZĂ DE COMENZI FERME ȘI CONTRACTE, IAR PENTRU BENEFICIARII DIN STRĂINĂTATE – PE BAZĂ DE CONTRACTE ÎNCHEIATE PRIN AGENȚIILE COMERCIALE ALE R.S.R. – LUCRĂRI ȘTIINȚIFICE CA: STUDII, CERCETĂRI, ASISTENȚĂ TEHNICĂ, EXPERTIZE DE LUCRĂRI DE CONSTRUCȚII CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

INCERC ORGANIZEAZĂ CURSURI DE PERFECȚIONARE PENTRU INGINERI ȘI TEHNICIENI DIN INSTITUȚII DE STAT ȘI COOPERATISTE ÎN VEDEREA ACTUALIZĂRII ȘI ÎMBOGĂȚIRII CUNOȘTINȚELOR PE SPECIALITĂȚI LEGATE DE NEVOILE PROIECTĂRII ȘI EXECUTĂRII CONSTRUCȚIILOR CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

Informații detaliate se pot obține la INCERC – București – Șos. Pantelimon nr. 266, telefon. 35.21.00

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

INSTITUTUL DE STUDII ȘI PROIECTARE PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE



PROIECTEAZĂ

● SISTEMATIZAREA TERITORIALĂ ȘI URBANĂ ● LOCUINȚE ● CENTRE COMERCIALE ● HOTELURI ● TEATRE ● SPITALE ● CONSTRUCȚII SPORTIVE

STUDIES AND DESIGN IN

● TERRITORIAL AND TOWN PLANNING ● RESIDENTIAL BUILDINGS ● SHOPPING CENTRES ● HOTELS ● THEATRES ● HOSPITALS ● SPORTS COMPLEXES

ISCAS

BUCUREȘTI 22 ● STRADA SNAGOV NR. 53–55 ● TELEFON: 11.78.40

FABRICA DE PREFABRICATE

progresul

10 ani de experiență

2.000.000

M L CONDUCTE DE PRESIUNE DIN BETON
PRECOMPRIMAT PUSE IN FUNCȚIUNE

Caracteristici tehnice

pentru tuburi de presiune pînă la 2 atm

Diametrul nominal (interior) Dn (mm)	400	600	800	1:000
Tubul				
Diametrul exterior al tubului D3 (mm)	484	684	904	1.126
Diametrul exterior al mufei D4 (mm)	612	812	1.052	1.300
Lungimea totală L (mm)	5.145	5.145	5.175	5.175
Greutatea (kg)	875	1.265	2.070	3.085
Garnitura de cauciuc				
Diametrul garniturii (mm)	456	637	637	1.038
Diametrul secțiunii (mm)	20	20	20	25

1970 IUL 6

Fabrica de prefabricate „Progresul" București a livrat conducte de presiune pentru alimentările cu apă ale capitalei R.P.U., Budapesta, precum și ale orașelor București, Brașov, Constanța, Craiova, Galați, Iași, Oradea ș. a.: de asemenea pentru sistemele de irigație din Bărăgan

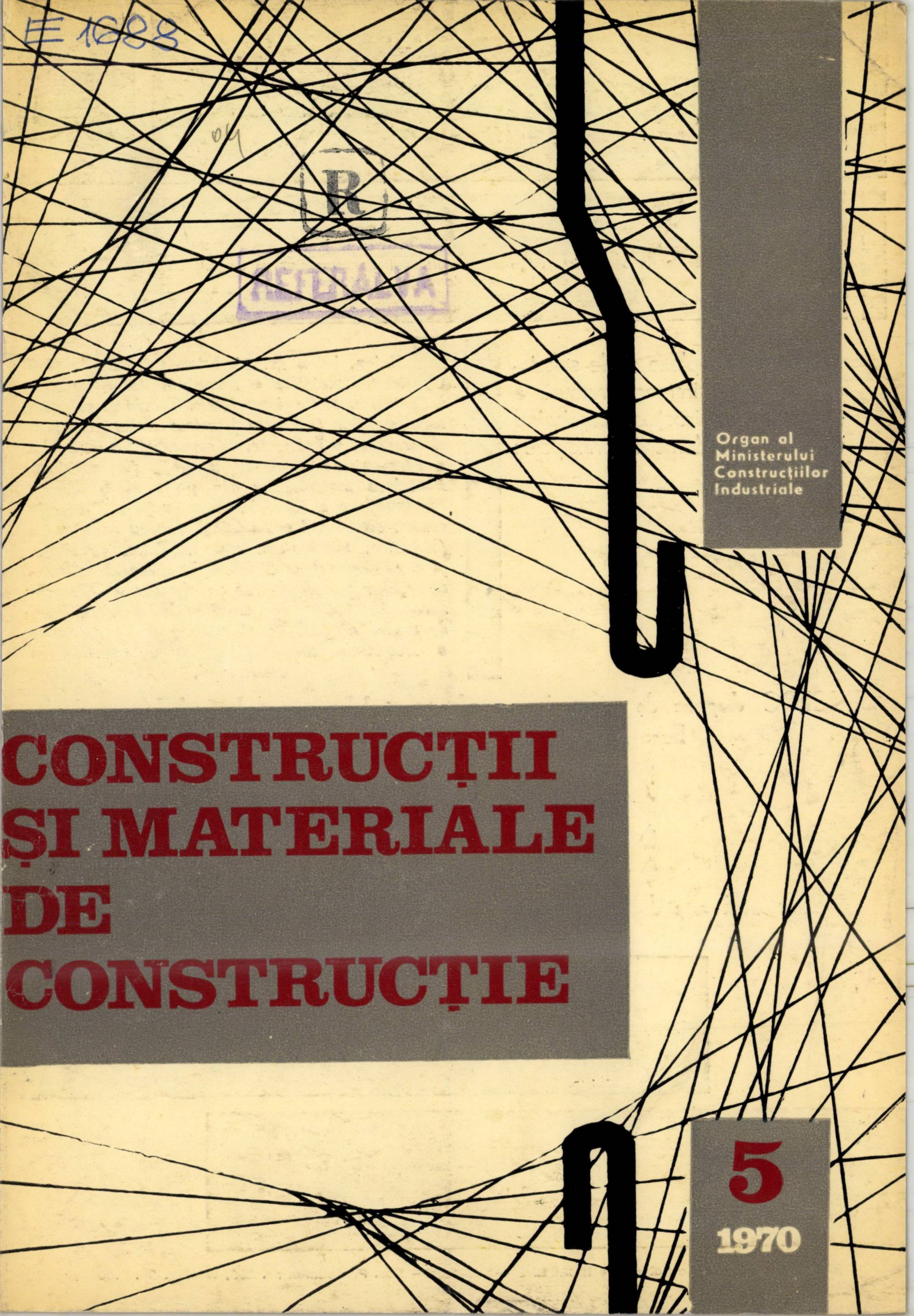
Informații și prospecte se pot obține de la Fabrica de prefabricate „Progresul" București, Șoseaua Giurgiului nr. 5, Jilava. Telefoane: 23.40.40 și 23.38.05

E 1688

04

R

REFERALNA



CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

Organ al
Ministerului
Construcţiilor
Industriale

5

1970

INSTITUTUL DE CERCETĂRI ÎN CONSTRUCŢII ŞI ECONOMIA CONSTRUCŢIILOR

INCERC

Principala organizaţie de cercetări ştiinţifice în domeniul construcţiilor şi singura cu caracter republican în acest domeniu, efectuează:

Cercetări complexe şi de specialitate pentru întreaga ramură a industriei construcţiilor cuprinzînd următoarele domenii principale:

Beton, beton armat, beton precomprimat ● *Construcţii metalice* ● *Structuri de construcţii industriale, civile şi speciale* ● *Teoria şi calculul construcţiilor (inclusiv folosirea calculatoarelor electronice)* ● *Încercări în construcţii* ● *Fundaţii* ● *Elemente de închidere, protecţie şi finisaje* ● *Folosirea materialelor din polimeri* ● *Fizica construcţiilor* ● *Izolări în construcţii* ● *Protecţia contra coroziunii* ● *Instalaţii pentru construcţii (electrice, tehnico-sanitare, încălzire, ventilaţie şi condiţionare)* ● *Tehnologia generală a construcţiilor şi organizarea şantierelor* ● *Mecanizarea lucrărilor de construcţie* ● *Asimilări de scule, dispozitive şi utilaje de construcţie* ● *Economia construcţiilor* ● *Cibernetica în construcţii.*

INCERC dispune de secţii de specialitate şi laboratoare la sediul central din Bucureşti – Şos. Pantelimon nr. 266, precum şi

- la Cluj – Calea Floreşti 117
- la Timişoara – Str. Traian Lalescu 2
- la Iaşi – Str. Karl Marx 38
- la Braşov – Aleea Minerva 8, bloc 36

Institutul este dotat cu aparatură, instalaţii, utilaje şi standuri moderne la nivelul tehnicii mondiale.

INCERC POATE EXECUTA PENTRU INSTITUŢII DE STAT ŞI COOPERATISTE DIN ŢARĂ — PE BAZĂ DE COMENZI FERME ŞI CONTRACTE, IAR PENTRU BENEFICIARII DIN STRĂINĂTATE — PE BAZĂ DE CONTRACTE ÎNCHEIATE PRIN AGENŢIILE COMERCIALE ALE R.S.R. — LUCRĂRI ŞTIINŢIFICE CA: STUDII, CERCETĂRI, ASISTENŢĂ TEHNICĂ, EXPERTIZE DE LUCRĂRI DE CONSTRUCŢII CIVILE ŞI INDUSTRIALE.

INCERC ORGANIZEAZĂ CURSURI DE PERFECŢIONARE PENTRU INGINERI ŞI TEHNICIENI DIN INSTITUŢII DE STAT ŞI COOPERATISTE ÎN VEDEREA ACTUALIZĂRII ŞI ÎMBOGĂŢIRII CUNOŞTINŢELOR PE SPECIALITĂŢI LEGATE DE NEVOILE PROIECTĂRII ŞI EXECUTĂRII CONSTRUCŢIILOR CIVILE ŞI INDUSTRIALE.

Informaţii detaliate se pot obţine la INCERC — Bucureşti — Şos. Pantelimon nr. 266, telefon. 35.21.00

71.IX.6.646451

71.9.17.

Mü-Ar 2689

I.17543/71.

TIOUTA,V.

Csuszózsaluzattal épitett silócsopor
födémszerkezete előregyártott elemek

C

Constructii si Materiale de Construc
22.k.5.sz.197o.

1971 SEP 14

p.236-241.

kk OMK/SZEGEDI TERV ZŐ V/KA

E 1688

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1883

5

1970

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

S U M A R

R. BRESCAN, N. HALIPA

Soluții noi de învelitori ușoare pentru hale industriale și construcții agrozootehnice . . . 225

V. TICUȚA

Planșee din elemente prefabricate peste celulele silozurilor executate prin glisare . . . 236

T. GHIRCOIAȘ

Aplicarea protecției catodice la armătura rezervoarelor de beton precomprimat pentru alimentarea cu apă de la Săvinești . . . 242

F. E. DABIJA

Aspecte actuale privind comportarea inelastică a structurilor supuse acțiunii seismice . . . 247

R. AGENT

Considerarea conlucrării spațiale în calculul sarcinii critice de flambaj a stîlpilor la hale industriale cu poduri rulante. Conlucrarea spațială 256

M. MANOLACHE

Cu privire la organizarea sistemului informațional în construcții 269

CRONICA

RECENZII

DE PESTE HOTARE

43 305

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE
organ al Ministerului Construcțiilor Industriale
Redacția: București, str. Episcopiei nr. 9, sector 1, telefon: 16.49.14. Administrația și casieria: C.D.C.A.S., Bd. 1848, nr. 10, sectorul 4. Abonamentele se primesc numai la sediul administrației. Instituțiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 64.03.01.19 S.M.B. — Serv. Decont. Buget Stat — S.5000
REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII
Prețul unui exemplar lei 8

Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1970, conform aprobării D.P.D.P. nr. 10/10556/1970

Tiparul: Întreprinderea Poligrafică „Informația" — București.

c. 5208

SUMMARY

R. BRESCAN, N. HALIPA : New types of light-weight roostructures for industrial halls, farming and zootechnical builf dings

The authors here describe two new sorts of building materials for roofing structures or walls, namely :

— corrugated asbestoscement tiles with large undulations now currently produced by the Cement, lime and asbestoscement factories of Tîrgu-Jiu and Medjidia ;

— Thermal insulated self supporting mineral wool tiles now produced by the Insulating materials factory of Berceni, Ploiești.

V. TICUȚĂ : Prefab floors topping silo cells built by slipforms

The author presents an execution method for reinforced concrete prefab floors topping corn silo cells.

This method results in particularly important savings of labour and time, as well as of concrete, reinforcing steel and timber. At the same time it obviates the danger of casualties.

T. GHIRCOIAȘ : Cathodic coating applied to the reinforcement of prestressed concrete water-tanks at Săvinești

The question of cathodic coating against electrochemical corrosion and the application of this method to the water-tanks at the Plastic fibres plant of Săvinești is here discussed and presented.

F. E. DABIJA : Some new aspects concerning the inelastic behaviour of structures under seismic loads

Starting from the general problem of providing an adequate safety against earthquakes, the article points out the progresses recently recorded toward a more profound knowledge of the real behaviour of a structure during an earthquake.

Founded on modern concepts of providing suitable antiseismic safety, he deals with the main problems concerning the inelastic behaviour of structures, points out how different aspects of the problem are tackled, stresses currently used assumptions and approximations and finally shows the most significant results reached by now.

These results permit us to draw some conclusions as to a rational design of structures located in earthquake zones and also to define the present development state as well as the trends in this field.

R. AGENT : Computation of the critical buckling load of the columns of industrial halls with traveling cranes with regard to their spatial behaviour (Spatial behaviour)

The article deals with the computaton method of the critical load of columns in industrial halls with traveling cranes, (as presented in the issue of our journal for March 1970) to the more general way of treating the spatial behaviour of the halls structure as a whole, taking the roofing floor as a slab of infinite rigidity.

M. MANOLACHE : Concerning the organization of the informational system in construction

A general presentation of the informational system in construction, some critical views concerning its actual state and some proposals regarding the ways to improve it are given here. The principles to be laid at the basis of such an informational system are shown, and based on these, several proposals are advanced, concerning the hierarchy of information conveying.

SOMMAIRE

R. BRESCAN, N. HALIPA : Nouvelles solutions pour recouvrements légers pour halls industriels et contructions agrozootechniques

Les auteurs présentent deux nouveaux matériaux servant au finissage des constructions et pouvant être utilisés aussi bien aux recouvrement qu'aux murs et parois, à savoir :

— plaques ondulées en ciment d'asbeste, à larges ondulations produites actuellement par les Fabriques de Ciment, chaux et ciment d'asbeste, à Tîrgu-Jiu et Medjidia ;

— plaques thermoisolantes, autoportantes, en ouate minerale, produites par la Fabrique de Matériaux Isolants de Berceni, Dép. de Prahova.

V. TICUȚĂ : Planchers en préfabriqués couvrant les cellules de silos exécutées par coffrages glissants

L'article présente une méthode d'exécution des planchers au-dessus des cellules de silos à céréales en préfabriqués de béton armé.

La méthode rend possible une économie considérable de main d'oeuvre, béton, acier pour béton, boiserie et réduit la durée d'exécution. Elle élimine aussi les risques d'accidents durant la construction des planchers.

T. GHIRCOIAȘ : L'emploi de la protection cathodique aux armatures des réservoirs d'eau en béton precontraint, à Săvinești

L'auteur présente la protection cathodique des armatures contre la corrosion électrochimique et l'emploi de cette méthode aux réservoirs d'eau de l'Usine de fibres synthétiques de Săvinești.

F. E. DABIJA : Aspects présentés par le comportement inélastique des structures soumises aux actions séismiques.

S'inscrivant dans le cadre général des préoccupations soulevées par le problème de la protection antiséismique, l'auteur met en évidence les progrès réalisés ces dernières années dans la voie d'une connaissance plus approfondie du comportement des constructions aux actions séismiques.

Il expose, dans la lumière des conceptions modernes en matière de protection antiséismique, les principaux problèmes soulevés par le comportement inélastique des structures, en soulignant le façon d'aborder les différents aspects des problèmes en question, les hypothèses et approximations appliquées couramment et les résultats les plus significatifs obtenus jusqu'à présent.

Les résultats permettent de tirer certaines conclusions servant à une conception rationnelle des constructions situées à l'intérieur de zones à haute séismicité. En fin de l'article, l'auteur montre le niveau des possibilités actuelles et les tendances manifestées dans ce domaine.

R. AGENT : L'estimation de la coopération spatiale dans le calcul de la charge critique de flambage des poteaux pour les halles industrielles à ponts roulants. (La coopération spatiale)

Il s'agit ici de l'extension de la méthode de calcul de la charge critique des poteaux pour les halles industrielles à ponts roulants, présentées antérieurement dans le N^{0} 3 de notre revue, au cas plus général, du point de vue de la coopération spatiale de l'entière structure de la halle, en considérant le plancher de toiture comme une diaphragme infiniment raide.

M. MANOLACHE : Considérations concernant l'organisation de l'informatique dans la construction

Il s'agit d'une présentation générale des caractéristiques de l'informatique dans la construction, complétée par des opinions critiques sur le stade actuel et quelques propositions concernant les modalités de perfectionement. On y expose les principes d'établissement du projet du système informationnel, tout en présentant, sur cette base, des suggestions pour la hiérarchisation des informations dans le bâtiment.

INHALT

R. BRESCAN, N. HALIPA : Neuartige leichte Dachkonstruktionen für Industriehallen und landwirtschaftliche oder zootechnische Bauten

Die Autoren führen vor zwei neuartige Baumaterialien die sowohl bei Dachkonstruktionen wie auch bei der Gestaltung der Wände Anwendung finden :

— Asbestzement Wellplatten mit lang gezogenen Wellen gegenwärtig erzeugt in die Zement, Kalk und Asbestzement Fabriken aus TîrguJiu und Medgidia ;

— selbsttragende wärmedämmende Platten aus Mineralwolle erzeugt in der Fabrik für Isoliermaterialien aus Berceni, Ploieşti.

V. TICUŢĂ : Vorgefertigte Deckenplatten schliessen ab die Zellen eines nach dem Gleitverfahren gebauten Silos

Der Autor führt vor ein Bauverfahren angewandt bei der Herstellung der Deckenplatten über die Zellen eines Getreidesilos unter Benutzung von Stahlbetonfertigteilen.

Das Verfahren bewirkt eine bedeutende Ermässigung des Aufwandes an Arbeitskräften, Beton, Betonstahl und Holz und ermöglicht ausserdem kürzere Bautermine. Anwendung dieser Lösung schliesst aus die Gefahr der Arbeitsunfälle beim Bau der Deckenplatten.

T. GHIRCOIAŞ : Kathodischer Schutz der Bewehrung der Spannbetonwasserbehälter — Wasserversorgung Săvineşti

Der Autor befasst sich mit dem kathodischen Schutz der Bewehrung gegenüber der elektrochemischen Korrosionsgefahr und beschreibt hinterher wie das Verfahren angewandt wurde bei den Wasserbehältern der Kunstfaserwerke Săvineşti.

F. E. DABIJA : Einige gegenwärtige Aspekte des nichtelastischen Verhaltens der Tragkonstruktionen unter dem Angriff von Erdbebenlasten

Als Ausgangspunkt dient die allgemeine Frage der Sicherung des Erdbebenschutzes ; der Artikel befasst sich eingehend mit den Fortschritten die in den letzten Jahren gemacht wurden auf dem Wege einer Ergründung des tatsächlichen Verhaltens der Bauten die einer Erdbebenwirkung ausgesetzt sind.

Auf Grund der modernen Auffassungen betreffend den Erdbebenschutz werden hier diejenigen Fragen erörtert die mit dem nichtelastischen Verhalten der Tragkonstruktionen zusammenhängen ; es wird besonders betont wie verschiedene Aspekte diese Fragen betreffend erörtert werden, es werden die üblicherweise angewandten Annahmen und Näherungsverfahren beschrieben und schliesslich die bedeutendsten Ergebnisse hervorgehoben.

Auf Grund dieser Ergebnisse konnten einige Schlüsse gezogen werden betrefend eine zweckmässige Bemessung derjenigen Bauten die in von Erdbeben gefährdeten Zonen liegen ; gleichzeitig werden angegeben die Möglichkeiten über die man gegenwärtig verfügt und hervorgehoben die Tendenzen die auf diesem Gebiet hervortreten.

R. AGENT : Berücksichtigung des räumlichen Verhaltens bei der Berechnung der kritischen Knicklast der Säulen einer Industriehalle mit Laufkran

Im Artikel wird erörtert wie das Rechenverfahren zur Bestimmung der kritischen Knicklast der Säulen einer Indu-

striehalle mit Laufkran, beschrieben in einem Artikel erschienen in No. 3/1970 der Zeitschrift ,,Construcţii şi materiale de construcţie'', im allgemeinen Fall angewandt werden soll unter Berückchtigung der räumlichen Arbeit der sämtlichen Tragkonstruktion der Industriehalle bei der angenommen wird dass die Dachplatte wie eine unendlich steife Scheibe sich auswirkt.

M. MANOLACHE : Zur Schaffung eines Informationssystems für das Bauwesen

Der Artikel ist eine allgemeine Beschreibung der Eigenartigkeiten eines Informationssystems für das Bauwesen und enthält auch einige kritische Betrachtungen über den gegenwärtigen Stand wie Vorschläge betreffend die vorhandenen Vervollkommnungswege. Es werden erörtert die nötigen Grundlagen zur Projektierung eines Informationssystems und, darauf begründet, werden Vorschläge gemacht wie man Informationen auf dem Gebiet des Bauwesens klassifizieren sollte.

СОДЕРЖАНИЕ

Р. БРЕСКАН, Н. ХАЛИПА: Нобые решения, касающиеся лёгких кровель для помышеленных цехов и сельскохозяйственных построек

Авторы описывают два новых типа материалов, которые могут быть использованы как для покрытий, ртак и для стен, а именно:

—«крупно-волнистые асбестоцементные панели, которые в настоящее время изготовляются в Тэргу Жиу и Меджидия заводом, выпускающим цемент, известь и асбестоцемент;

— теплоизоляционные самонесущие панели из минеральной ваты, изготовляемые заводом изоляционных материалов в Беречень— Плоешть.

В. ТИКУЦЭ: Сборные элементы перекрытий ячеек зернохранилищ, возведенных в скользящей опалубке

Автор представляет метод выполнения перекрытия ячеек зернохранилищ сборными железобетонными элементами. Указанный метод приводит к значителъному уменъшению расхода труда, бетона, стали и лесоматериалов, а также к сокращению срока выполнения работ. В то же время, такое решение устраняет опасностъ несчастных случаев при производстве работ.

Т. ГИРКОЙАШ: Применение катодной защиты арматуры бассейнов-водохранилищ, выстроенных из преднапряжённого сборного железобетона, для водоснабжения в городе Сэвинешть

Автор описывает катодную защиту против коррозии арматур под воздействием электрохимических процессов и применение данного метода при выполнении бассейнов — водохранилищ, необходимых Сэвинештскому Заводу Синтетических Волокон

Ф. Е. ДАБИЖА: Современные аспекты неупругого поведения несущих схем под сейсмическим воздействием

Исходя от общей проблемы противосейсмической защиты, в статье указывается на прогресс, достигнутый за последние годы, в отношении более глубокого познания реального поведения зданий и сооружений при землетрясениях. ;

В свете современных понятий об обеспечении антисейсмической защитой представлены главные проблемы, связанные с неупругим поведением несущих схем, а упор сделан на подход к различным аспектам этих проблем и на обычно принимаемые гипотезы и допущения. Отмечены самые многозначительные результаты, полученные до настоящего времени. Основываясь на данных результатах сделаны некоторые выводы, касающиеся рационального проектирования зданий и сооружений с повышенной сейсмичностью, одновременно указывая на уровень существующих возможностей и тендеции, проявляющиеся в этой облати

Р. АДЖЕНТ: Учёт пространственной совместной работы при расчёте критической нагрузки при продольном изгибе колонн промышленного цеха с мостовыми кранами (пространственная совместная работа)

В статье описано обобщение применения метода расчёта критической нагрузки колонн промышленного цеха с мостовыми кранами, представленного в предыдущей статье (опубликованной в № 3/1970 журнала ,,Строителъство и строителъные материалы''). В данном случае принимается во внимание пространственная общая работа всей несущей схемы цеха, рассматривая плиту покрытия как бесконечно жёсткую шайбу.

М. МАНОЛАКЕ: Об организации информационной системы в строительстве

Статъя охватывает общее описание характеристик информационной системы в строителъстве, критичеcкие оценки существующей стадии и некоторые предложения, касающиеся путей к усовершенствованию. Изложены принципы проектирования информационной системы и на этом основании сделаны предложения иерархизации информации в строителъстве.

SOLUŢII NOI DE ÎNVELITORI UŞOARE PENTRU HALE INDUSTRIALE ŞI CONSTRUCŢII AGROZOOTEHNICE

Ing. **R. Brescan**, ing. **N. Halipa**
INCERC

MŰSZAKI KÖNYVTÁR
1883

Dezvoltarea continuă a economiei naţionale, care duce la creşterea volumului de construcţii într-un ritm deosebit de intens, impune soluţii constructive şi arhitecturale noi în domeniul închiderii construcţiilor.

Realizarea acestor soluţii nu a fost posibilă, deoarece sectorul de materiale de construcţie pentru învelitori al industriei producătoare, insuficient dezvoltat, nu oferea gama de materiale necesare acestor lucrări, deşi s-au recunoscut totdeauna dificultăţile pe care le întîmpină constructorii în proiectarea şi execuţia unei învelitori uşoare, durabile în timp şi cu preţ de cost scăzut.

Pe linia remedierii acestei insuficienţe au fost realizate şi în ţara noastră două noi sortimente de materiale pentru închiderea construcţiilor, utilizabile atît la învelitori, cît şi la pereţi, şi anume :

— plăci ondulate de azbociment cu ondule mari produse în prezent la fabricile de ciment, var şi azbociment din Tg. Jiu şi Medgidia;

— plăci termoizolatoare autoportante de vată minerală produse de fabrica de materiale izolatoare Berceni-Ploieşti.

Utilizarea învelitorilor alcătuite numai din plăci ondulate de azbociment se pretează la închiderea spaţiilor neîncălzite, ca magazii, şoproane, unele hale industriale, clădiri de locuit, administrative şi social-culturale cu poduri reci, peroane şi altele similare.

Asocierea într-o alcătuire mixtă a plăcilor de azbociment cu plăcile termoizolatoare autoportante extinde domeniul de folosire a acestei învelitori şi la clădiri industriale încălzite, cu umiditatea relativă interioară sub 60%, adică la clădiri din grupele III, IV şi V, definite conform STAS 6472—68 (Termotehnica în construcţii. Elemente generale de proiectare).

Soluţia poate fi extinsă şi la grupa a VI-a de clădiri industriale, cu umiditatea relativă a aerului interior pînă la 75%, precum şi la construcţii agrozootehnice (grajduri) cu încăperi ventilate, cu umiditatea interioară sub 85%, condiţionată însă de asigurarea unei bariere continue de vapori sub formă de folie din PVC aşezată din fabricaţie pe faţa inferioară a plăcii autoportante.

Cercetările, încercările şi experimentările efectuate în cadrul INCERC au permis concretizarea unor indicaţii de principiu privind proiectarea, executarea şi exploatarea, atît a învelitorii de azbociment ondulat, cît şi a termoizolaţiei din plăci autoportante de vată minerală, indicaţii care să asigure folosirea cu maximum de eficienţă a celor două elemente, atît independent, cît mai ales asociate într-o alcătuire mixtă.

I. ÎNVELITORI DIN PLĂCI DE AZBOCIMENT CU ONDULE MARI

În mare măsură, plăcile ondulate de azbociment cu ondule mari (STAS 8386—69) sînt utilizate la învelitori după principiile cunoscute de la folosirea plăcilor de azbociment cu ondule mici tip Bicaz (STAS 5936—67). Ele sînt recomandate în special pentru acoperişuri cu versanţi plani, de preferinţă cu contururi rectangulare şi cu coame orizontale, sau la acoperişuri uşor curbate, cu rază de curbură de 6—13,5 m, la construcţii industriale, civile şi agrozootehnice.

Avînd în vedere că plăcile de azbociment sînt fragile şi puţin elastice, nu vor fi folosite în următoarele cazuri :

— la învelitori expuse la solicitări dinamice importante (şocuri, lovituri directe, circulaţie), ca, de exemplu, deasupra podurilor rulante grele, dedesubtul liniilor de funicular şi al benzilor de transport aeriene, la piciorul taluzurilor, în vecinătatea carierelor exploatate prin explozii deschise etc. ;

— la acoperişuri cu forme complicate, cu numeroase intersecţii (dolii) sau străpungeri (coşuri, ventilaţii, conducte, tabachere etc.), care ar prezenta dificultăţi la croirea, tăierea şi montarea plăcilor;

— la acoperişurile de deasupra surselor de căldură importante (cuptoare, cazane etc.), la care şocurile termice datorite ploii sau altor cauze de variaţie bruscă a temperaturii ar produce crăparea plăcilor.

A. Materiale

Plăcile de azbociment au formă dreptunghiulară, cu 6 1/4 sau 5 3/4 ondule de 177 × 51 mm în secţiune transversală, conform figurilor 1,2 şi 3. Dimensiunile lor sînt date în tabela 1.

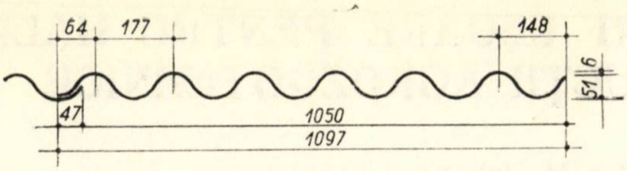


Fig. 1. — Placă ondulată profil 6 1/4

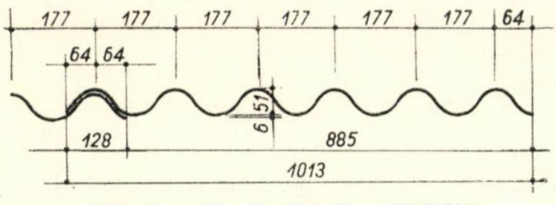


Fig. 2. — Placă ondulată profil 5 3/4

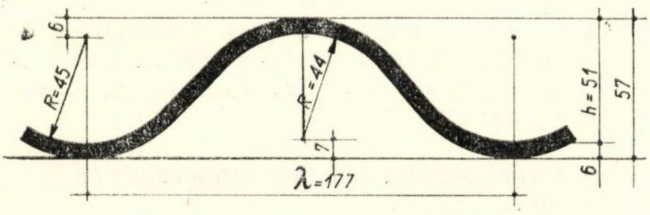


Fig. 3. — Detaliu de ondulă

Plăcile de azbociment, în condițiile de încercări din STAS 8386—69, asigură o impermeabilitate care nu permite formarea de picături pe fața inferioară, ci numai apariția unor urme de umiditate, iar după 25 de cicluri de îngheț-dezgheț nu prezintă fisuri, urme de alterare superficială sau reduceri apreciabile ale rezistenței la rupere și a capacității lor portante.

Pentru rezolvarea diferitelor detalii constructive specifice, STAS 8386—69 prevede producerea și livrarea, o dată cu plăcile ondulate, a unor piese speciale de azbociment (pazii dantelate plane, pazii ondulate, coame simple, coame duble cu aripi ondulate sau plane, piese de racordare la calcan, piese de închidere la timpan și la rosturi etc.).

Tabela 1

Dimensiuni (mm)		Abateri limită (mm)
Lungimea plăcii		
— dimensiuni de bază	4260 ; 3660	
— dimensiuni modulate	*3300* ; 2500 ; *1750*	+ 5
— dimensiuni de completare	1250 ; 900, 700	—10
Lățimea plăcii		
profil 6 1/4	*1097*	+10
„ 5 3/4	*1013*	— 5
Grosimea plăcii	6	+ nelimitat —0,5
Înălțimea ondulei	51	—
Pasul ondulei	177	—

Dimensiunile cu cifre cursive sînt cele recomandate pentru învelitori.

Tabela 2

Caracteristica	Valoarea	UM
Densitatea aparentă în stare uscată	1,65—1,80	kgf/dm³
Greutatea unitară a plăcii ondulate	12,0—13,5	kgf/m²
Modulul de rezistență	$W = 80$	cm³/m lat.
Momentul de inerție	$J = 228$	cm⁴/m lat.
Modulul de elasticitate la încovoiere :		
— în sens longitudinal	$E_l = 200\,000$	kgf/cm²
— în sens transversal	$E_t = 130\,000$	„
Rezistența de rupere la încovoiere	$R_i \geqslant 160$	„
Indicele de capacitate portantă	$C_p \geqslant 425$	kgf/m lat.
Coeficientul de dilatare termică	$\alpha = 10^{-5}$	/°C
Coeficientul de conductivitate termică	$\lambda = 0,3$	kcal/m.h°C
Coeficientul de permeabilitate la vapori	0,0035	g/m.h.mmHg
Factorul pH	12	

Pentru prinderea pe șarpantă și asamblarea plăcilor ondulate și a pieselor speciale de azbociment se folosesc diferite accesorii metalice zincate de montaj, și anume :

a) șuruburi pentru lemn de 10 × 120 mm cu cap pătrat (STAS 1455—56), cu cap exagonal (STAS 1454—56) sau speciale de 8 × × 120 mm ;

b) tije galvanizate ∅ 8 mm, din OL 38, la capătul superior filetate și cu piuliță, iar la cel inferior cu cioc îndoit corespunzător pentru adaptare la profilul panelor metalice sau de beton armat și cu plăcuță opritor de tablă ;

c) atașe articulate cu tijă filetată și cîrlig, bulon de joncțiune și platbande de fixare ;

d) rondele sau șaibe metalice sau de polietilenă pentru etanșare.

Pentru etanșarea străpungerilor și eventual a petrecerilor dintre plăci sînt necesare rondele de cauciuc neopren de 2 mm grosime sau rondele cu căpăcel de polietilenă stabilizată, chituri permanent plastice (tip Romalchid, Opanol etc.) sau șnururi din materiale elastice de etanșare.

B. Elemente generale de proiectare

Pentru proiectarea învelitorilor din plăci ondulate de azbociment cu ondule mari se dau următoarele indicații :

— Plăcile se așază cu ondulele după linia de cea mai mare pantă direct pe panele metalice, de lemn sau de beton armat dispuse în limita distanței corespunzătoare capacității portante a plăcilor. Pentru încărcări totale sub 140 kgf/m², interaxul panelor se poate lua constructiv de 1,50 m în proiecție orizontală, corespunzător modulării construcțiilor industriale tipizate, cu condiția de a nu se depăși 1,75 m în planul învelitorii. La sarcini mai mari, interaxul se

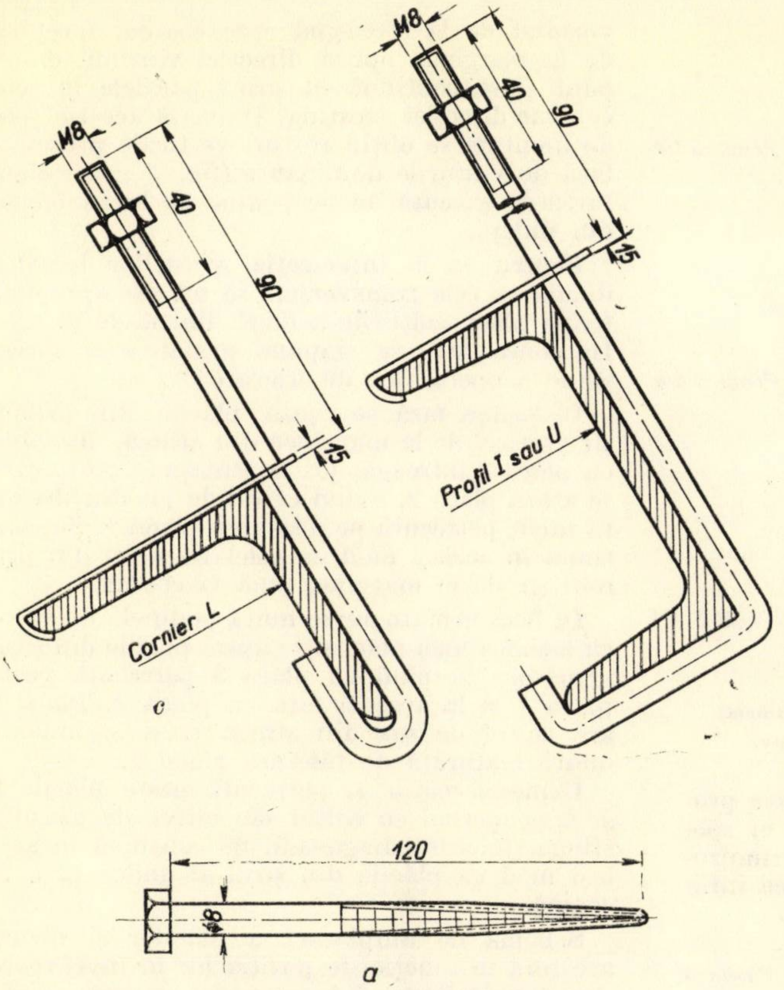


Fig. 4. – Accesorii metalice pentru fixare

a. – şurub special pentru lemn; b. – tijă galvanizată filetată cu opritor pentru pană metalică; c. – tijă galvanizată filetată cu opritor pentru pană metalică din cornier.

stabileşte prin calcul, aplicîndu-se coeficientul de siguranţă $C = 3$.

Plăcile nu vor ieşi în consolă faţă de axa reazemelor cu mai mult de 35 cm.

Pantele învelitorii se stabilesc ţinînd seama de regimul de precipitaţii şi de lăţimea versanţilor de la coamă la streaşină şi au valorile minime din tabela 3.

La acoperişuri înguste cu versanţi de maximum 4,25 m, care pot fi acoperiţi cu o singură placă, pentru a nu exista în cîmp decît rosturi laterale, se pot admite pante excepţionale de 7–12°.

Tabela 3

Lăţimea versantului (mm)	Panta minimă	
	cm/m (%)	unghiul (°)
6,0	12	7
10,0	14	8
15,0	16	9
20,0	18	10
30,0	22	12
40,0	25	14
50,0	29	16

Tabela 4

Panta acoperişului (cm/m)	Petrecerea minimă * (cm)
12–18	20**
18–30	20
30–120	15
peste 120	10

* Petrecerea maximă nu va depăşi 250 mm.
** Se aplică cordon de chit pentru etanşare de la caz la caz, la aprecierea proiectantului, în funcţie de zona climatică şi importanţa construcţiei.

Plăcile se aşază cu suprapuneri la rosturi în ambele sensuri, rezultînd:

a) *Petreceri transversale* (paralele cu panele) cu valorile minime, în funcţie de panta acoperişului, din tabela 4.

b) *Petreceri longitudinale* (perpendicular pe pane) prin suprapunerea laterală a plăcilor, cu valorile din tabela 5, corespunzătoare lăţimii (profilului) plăcii.

Petrecerea laterală b_1 de 47 mm, corespunzătoare profilului de 6 1/4 ondule, este aplicabilă la construcţii de şoproane, magazii, peroane şi altele similare.

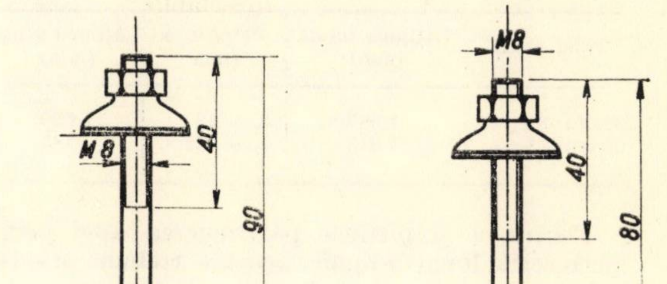


Fig. 5. – Ataşă galvanizată pentru pană metalică

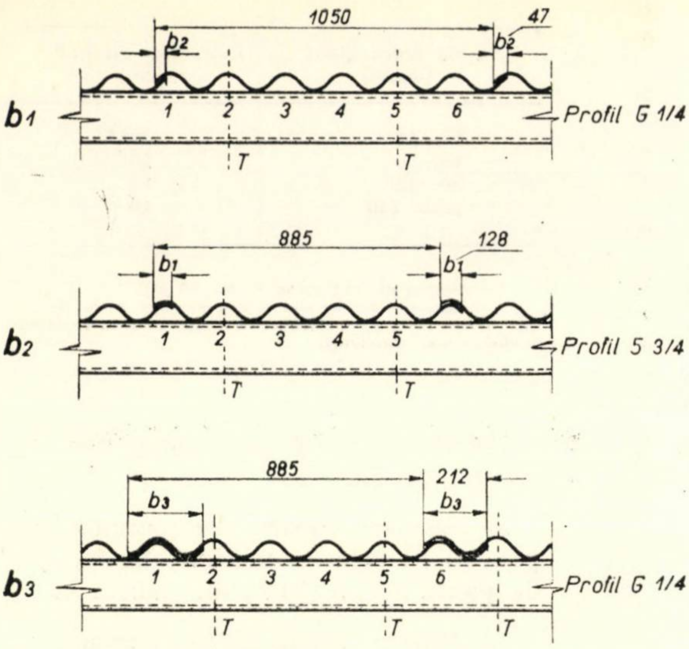


Fig. 6. – Petrecerea plăcilor ondulate de azbociment
b. petreceri longitudinale ; T = tije de fixare.

Petrecerea de 128 mm, corespunzătoare profilului de 5 3/4 ondule, se recomandă în special pentru alcătuiri de acoperiş cu termoizolaţie, la care trebuie exclusă posibilitatea infiltraţiilor.

Tabela 5

Tipul plăcii	Lăţimea totală (mm)	Petrecerea (mm)	Lăţimea utilă (mm)
Profil 6 $^1/_4$	1 097	$b_1 = 47$	1 050
Profil 5 $^3/_4$	1 013	$b_2 = 128$	885

Pentru a împiedica pătrunderea apei prin petrecerile longitudinale, acestea trebuie orientate în sens opus faţă de vînturile dominante, a căror direcţie se indică pe planul acoperişului.

Plăcile ondulate şi piesele speciale se fixează pe fiecare pană în cîte două puncte, în dreptul crestelor ondulelor 2 şi 5, numerotarea făcîndu-se dinspre latura acoperitoare a plăcii spre cea acoperită.

Plăcile continue peste două deschideri se fixează şi pe pana intermediară.

Dispozitivele şi modul de fixare a plăcilor variază după felul panelor (metalice, de lemn sau beton) şi după condiţiile de exploatare (normale sau grele, cu trepidaţii, variaţii de temperatură etc.).

C. Montarea învelitorii

Plăcile ondulate de azbociment se aşază cu faţa lisă deasupra şi cu faţa brută în jos, direct pe pane, în şiruri perpendiculare pe acestea, pornind de la streaşină spre coamă, începînd de la marginea opusă direcţiei vîntului dominant şi se continuă în şiruri paralele în sens contrar direcţiei acestuia. Datorită acestui sens de montare se obţin rosturi verticale protejate faţă de vînturile dominante (fig. 7 *a*, *d*). Montarea se execută de pe podine de lucru făcute din dulapi.

Pentru ca la intersecţia rosturilor longitudinale cu cele transversale să nu se suprapună patru plăci, colţurile a două dintre ele se taie. În consecinţă, se impune următoarea succesiune a operaţiilor de aşezare :

În prima fază se aşază plăcile din primul şir vertical de la marginea din stînga, începînd cu placa 1 întreagă, jos la streaşină, peste care se aşază placa 2, avînd colţul de jos din dreapta tăiat, petrecută pe deasupra plăcii 1. Se continuă în acelaşi mod cu celelalte plăci din primul şir de la margine, pînă la coamă.

În faza următoare se mută podinele de lucru cu lăţimea unei plăci şi se aşază plăcile din şirul următor, începînd cu placa 3 petrecută peste placa 1 şi la aceeaşi faţă cu placa 2. Placa 3 are colţul de sus din stînga tăiat şi muchia oblică alăturată de tăietura plăcii 2.

Urmează placa 4, petrecută peste plăcile 2 şi 3, acoperind cu colţul său întreg de jos, din stînga, tăietura diagonală. Se continuă în acelaşi mod cu plăcile din şirul al doilea pînă la coamă.

Schema de amplasare a plăcilor şi forma acestora în funcţie de poziţia lor în învelitoare sînt date în figura 7 *b*. Conform acesteia, prima placă de jos, din primul şir de plăci de la marginea stîngă a învelitorii, este întreagă, iar toate celelalte plăci din acest şir au colţul drept inferior tăiat. În şirurile următoare, prima placă are tăiat colţul stîng superior, celelalte plăci (intermediare) au tăiate colţul drept inferior şi cel stîng superior, iar ultima placă, de sus, are tăiat numai colţul drept inferior.

La plăcile din ultimul şir, de la marginea din dreapta, se taie numai colţul stîng superior, cu excepţia ultimei plăci de lîngă coamă, din marginea dreaptă a învelitorii, care rămîne cu colţurile întregi.

Pe versantul opus, în cazul învelitorii cu două pante, ordinea de montare este aceeaşi, dar pornind simultan şi simetric de la marginea din dreapta. Tăieturile de colţuri sînt şi ele simetrice.

Plăcile de azbociment trebuie aşezate perpendicular pe direcţia panelor, pentru a avea ondulele după linia de cea mai mare pantă. Se foloseşte în acest scop echerul de verificare. Abaterea maximă admisibilă de la perpendicularitate este de 3 mm/m, fără a depăşi 30 mm faţă de lungimea totală a pantei. Condiţia este uşor realizabilă în cazul petrecerilor laterale de 128 mm, acestea cuprinzînd şi o creastă de ondulă, care serveşte drept ghidaj pentru plăcile alăturate.

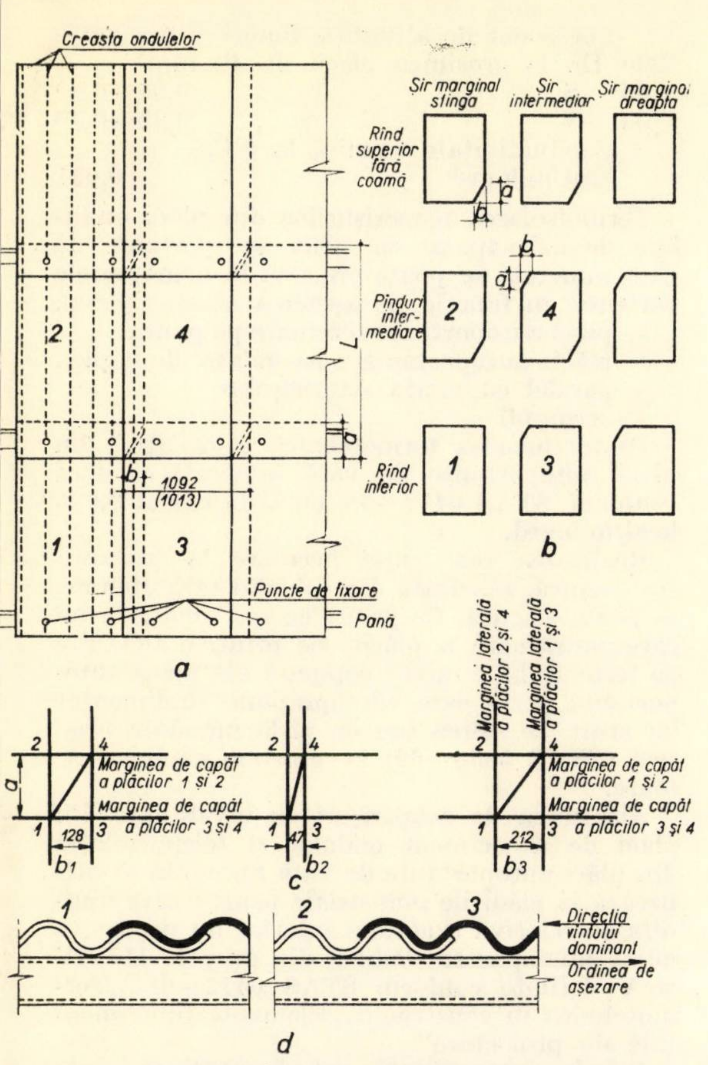


Fig. 7. – Aşezarea plăcilor ondulate de azbociment

a. aşezarea plăcilor; b. — tăierea plăcilor pentru aşezare; c. — construcţia şabloanelor pentru tăierea colţurilor; d. — aşezarea plăcilor faţă de direcţia vîntului dominant.

Pentru petrecerile de 47 mm, la care plăcile se suprapun numai pe 1/4 din ondulă, pe porţiunea ei laterală, înclinată şi plană, deci la care nu există un ghidaj propriu, acesta trebuie realizat prin şabloane de montaj reprezentînd profilul între două creste de ondule vecine, care, aşezate la capetele celor două plăci alăturate, să le asigure paralelismul.

Pentru trecerea dispozitivelor de fixare prin plăcile ondulate şi prin piesele speciale de azbociment, găurile necesare se dau în cele patru colţuri ale plăcii, prin crestele penultimelor ondule şi eventual în alte locuri, conform prevederilor proiectului.

Găurile se dau la minimum 5 cm de la marginea plăcii sau piesei numai în crestele ondulelor şi cît mai exact în axul acestora.

Diametrul găurilor trebuie să fie mai mare decît al şurubului sau al tijei de fixare cu 3 mm în cazul plăcilor pe două reazeme şi cu 4–5 mm în cazul celor pe trei reazeme, pentru a permite dilatarea sau contracţia liberă a plăcilor.

Plăcile se găuresc după aşezarea lor pe acoperiş în poziţia corespunzătoare şi după trasarea poziţiei accesoriilor de fixare.

Găurile se fac prin două plăci sau piese suprapuse.

La darea găurilor se foloseşte un burghiu electric sau manual, fiind interzisă perforarea prin batere.

La introducerea şuruburilor sau tijelor filetate de prindere în găurile date în plăci se intercalează între placa de azbociment şi capul şurubului sau piuliţa de strîngere o garnitură de cauciuc neopren şi o şaibă metalică sau din masă plastică, cu cavitatea umplută în exces cu chit de etanşare.

În cazul fixării plăcilor cu tije metalice îndoite, acestea se introduc în gaură cu partea filetată pe dedesubt (de jos în sus), astfel ca ciocul tijei să cuprindă talpa inferioară a panei.

Operaţia se execută numai de pe podina de lucru de pe învelitoare, lucrătorul introducînd tija îndoită pe dedesubt printr-o singură placă, cu mîna trecută pe sub aceasta. Se prinde apoi tija provizoriu cu o sîrmă sau cu un cîrlig metalic, se aşază a doua placă, prin gaura căreia se trece tija filetată, se introduc garnitura de etanşare, şaiba şi piuliţa, care se strînge provizoriu pentru a reţine tija. După aceasta se scoate prin rost cîrligul sau sîrma şi se strînge definitiv piuliţa.

Prinderea provizorie se poate realiza şi cu o rondelă subţire de cauciuc introdusă strîns pe tijă, peste prima placă, pentru a reţine tija prin frecare. După aşezarea plăcii superioare, rondela rămîne strînsă între cele două plăci.

După montarea plăcilor ondulate şi a pieselor speciale, înainte de strîngerea definitivă a piuliţelor sau şuruburilor, se procedează la chituirea cu chit de gudron, romalchid sau opanol a rosturilor deschise la petrecerile dintre plăci sau piesele de racordare. În cazul învelitorilor cu pante sub 18% este obligatorie chituirea tuturor rosturilor.

Strîngerea piuliţelor şi a şuruburilor în vederea prinderii plăcilor de azbociment se face cu cheie fixă, suficient pentru a refula chitul de etanşare, dar cu atenţie deosebită pentru a nu strivi sau crăpa plăcile sub şaibă.

La executarea coamelor, racordărilor şi a altor părţi speciale la care se folosesc piese speciale de azbociment se aplică tehnologia arătată mai sus pentru montarea plăcilor, inclusiv tăierea oblică a colţurilor acoperite de la suprapuneri.

Pentru asigurarea etanşeităţii la racordările dintre piesele speciale de azbociment şi plăcile învelitorii, toate petrecerile şi străpungerile din zonele respective vor fi chituite cu chit sau cu cordon de etanşare.

În lipsa pieselor speciale de racordare din azbociment, racordările se pot executa din tablă galvanizată, utilizîndu-se detaliile clasice de tinichigerie de la învelitorile de tablă ondulată.

II. ÎNVELITORI DIN PLĂCI DE AZBOCIMENT CU ONDULE MARI TERMOIZOLATE CU PLĂCI AUTOPORTANTE DE VATĂ MINERALĂ

A. Materiale

Plăcile autoportante termoizolatoare (STAS 5838—69) au formă paralelipipedică, sînt realizate din vată minerală aglomerată cu un liant sintetic (rășină fenolformaldehidică), și au fața văzută finisată prin stropire sau vopsire. În grosimea plăcilor, pe intradosul lor sînt fixate din fabricație două sau trei benzi metalice pentru armare făcute din platbande zincate de 20 × 1 mm. Pentru lungimi ale plăcilor mai mari de 1 500 mm, secțiunea acestor benzi de armare trebuie mărită corespunzător.

Plăcile produse au următoarele tipuri, dimensiuni și caracteristici fizico-mecanice:

a) plăci fără falț, grosime	30 mm
b) plăci cu falț, grosime	35, 40 și 50 mm
c) plăci cu nut frezat pe laturile transversale și cu falț pe cele longitudinale, grosime	40 și 50 mm

— Lungime: la comandă, lungimea maximă fiind 2500 mm, cu abateri admise de ± 1 mm.

— Lățime: 600 mm, 885 mm, 1050 mm și 1200 mm, cu abateri admise ±1 mm.

— Greutate volumetrică, kg/m³	110—130
— Conținut liant, %	6—8

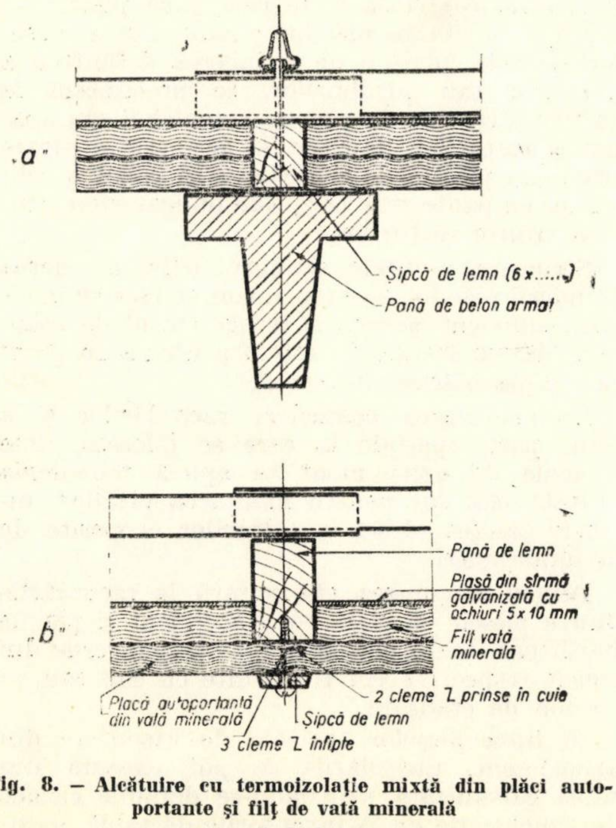


Fig. 8. — Alcătuire cu termoizolație mixtă din plăci autoportante și filț de vată minerală

a — pe pană de beton armat;
b — cu pană de lemn.

— Coeficient de absorbție fonică între 200—3200 Hz la grosimea plăcii de 40 mm	
AP—S	0,65—0,80
AP—V	0,20—0,40
— Conductivitate termică la 0°C, kcal/m.h.grd	0,031

Termoizolarea acoperișurilor din plăci ondulate de azbociment cu plăci autoportante de vată minerală se poate proiecta în următoarele variante, în funcție de așezarea acestor plăci:

1. plăci autoportante rezemate pe pane;
2. plăci autoportante suspendate de pane:
   — paralel cu panta acoperișului,
   — orizontal.

Dimensionarea termotehnică a izolației din plăci autoportante de vată minerală se face conform STAS 6472—68, cu λ de calcul 0,035 kcal/m.h.grd.

Realizarea rezistenței necesare la transmisia termică, rezultată din calculul termotehnic, se poate asigura, fie prin alegerea unei grosimi corespunzătoare a plăcii, fie printr-o alcătuire de termoizolație mixtă compusă din placa autoportantă peste care se suprapune suplimentar un strat de saltea sau de pîslă minerală elastică (STAS 5838—69) în grosime corespunzătoare.

Alcătuirea de acoperișuri cu învelitoare din plăci de azbociment ondulat și termoizolația din plăci autoportante de vată minerală se utilizează la clădirile industriale pentru care umiditatea relativă a aerului interior nu depășește 60%, adică pentru clădirile din grupele III, IV și V definite conform STAS 6472—68 „Termotehnica în construcții. Elemente fundamentale de proiectare".

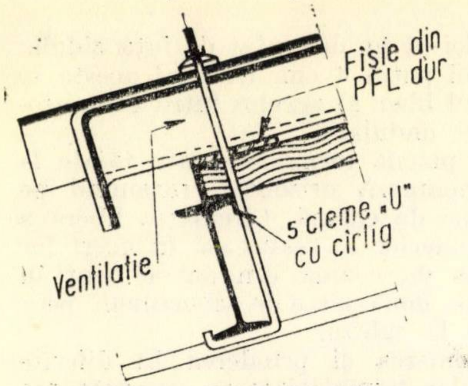
Plăcile autoportante pot fi utilizate și la grupa VI de clădiri industriale, cu umidități relative ale aerului interior pînă la 75%, precum și la construcții agrozootehnice cu încăperile ventilate, cu umidități ale aerului interior pînă la 85%, cu condiția însă de a se prevedea o barieră continuă de vapori sub forma unei folii de PVC cașerată din fabricație pe fața plăcii autoportante dinspre interiorul construcției.

Acest sortiment de plăci, care lărgește mult domeniul de folosință al soluțiilor pe care le prezentăm, în special la construcțiile cu umidități relative interioare ridicate, nu se fabrică în momentul de față, însă Ministerul Industriei Materialelor de Construcție are în vedere producerea în viitorul apropiat și a acestui tip.

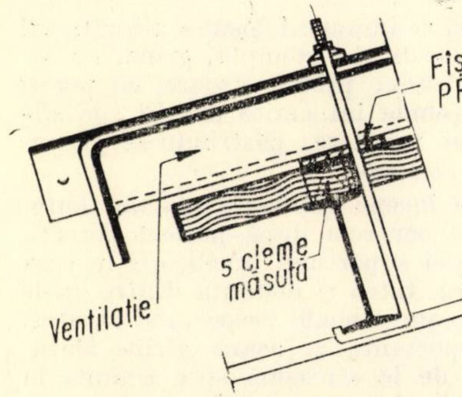
1. Soluția de acoperiș cu plăcile autoportante rezemate pe pane

Pentru realizarea acestei soluții se folosesc plăcile autoportante de tipul *a* și *b* arătate în capitolul „Materiale".

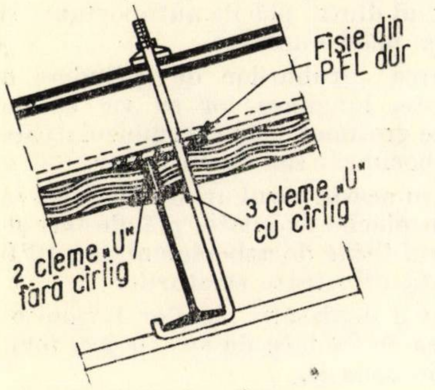
Deoarece aceste plăci nu suportă sarcini de compresiune, transmiterea la pane a eforturilor provenite din încărcările acoperișului, greutatea proprie a învelitorii și preluarea alunecării plăcilor se face prin intermediul cle-


Fîşie din PFL dur
5 cleme „U" cu cîrlig
Ventilaţie

a) Detaliu curent la straşină

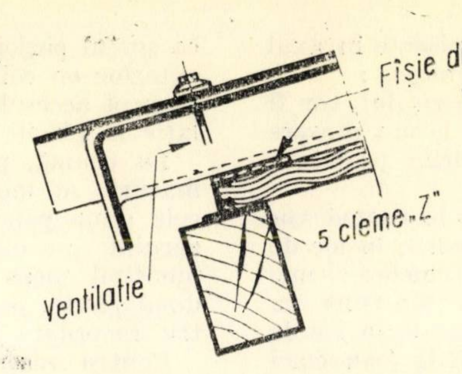

Fîşie din PFL dur
5 cleme măsuţă
Ventilaţie

b) Idem cu placă autoportantă scoasă în consolă

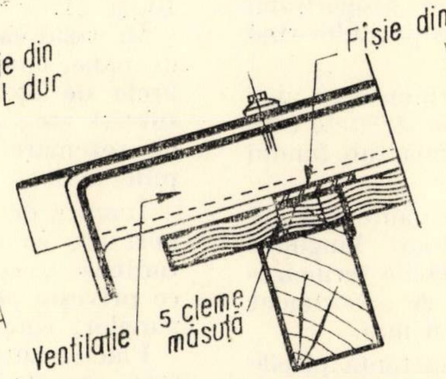

Fîşie din PFL dur
3 cleme „U" cu cîrlig
2 cleme „U" fără cîrlig

c) Detaliu în cîmp

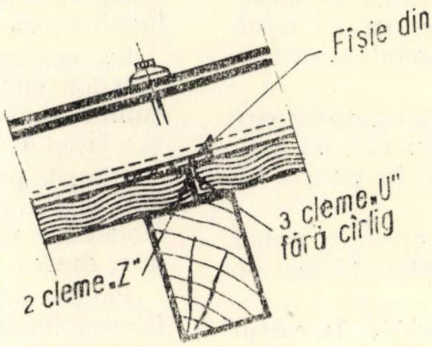
Fig. 9. — Pane din oţel


Fîşie din PFL dur
5 cleme „Z"
Ventilaţie

a) Detaliu curent la straşină

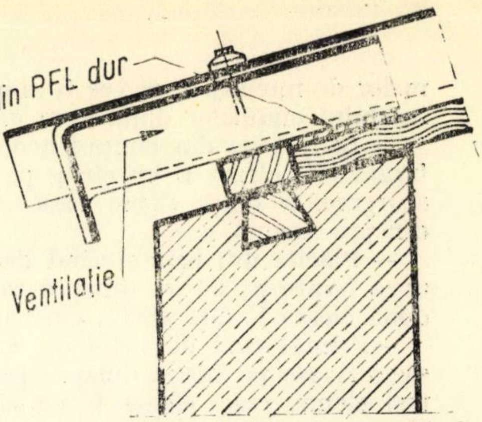

Fîşie din P.FL dur
5 cleme măsuţă
Ventilaţie

b) Idem cu placă autoportantă scoasă în consolă

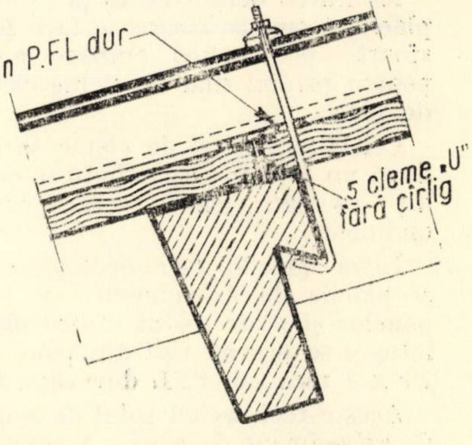

Fîşie din PFL dur
3 cleme „U" fără cîrlig
2 cleme „Z"

c) Detaliu în cîmp

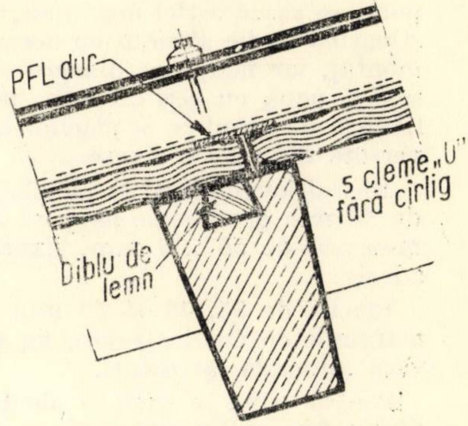
Fig. 10. — Pane din lemn


Ventilaţie

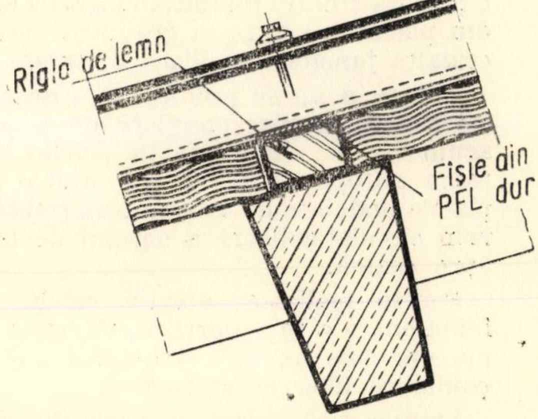
a) Detaliu curent la straşină


5 cleme „U" fără cîrlig

b) Detaliu în cîmp


5 cleme „U" fără cîrlig
Diblu de lemn

c) Detaliu în cîmp


Riglă de lemn
Fîşie din PFL dur

Detaliu în cîmp

Fig. 11. — Pane din beton

melor de montaj, care vor fi amplasate în axul fundului ondulelor după cum urmează:

— La plăcile din cîmpul acoperişului vor fi fixate trei cleme U cu cîrlig pe latura dinspre scurgere şi două cleme fără cîrlig pe latura dinspre coamă.

— Plăcile din primul rînd de la coamă vor avea fixate pe latura dinspre coamă, în loc de două cleme U fără cîrlig, cinci asemenea cleme.

—Primul rînd de plăci de la streaşină va avea fixate pe latura dinspre jgheab, în loc de trei cleme, cinci cleme U cu cîrlig (sau cinci cleme-măsuţă).

Montarea definitivă la poziţie a clemelor pe plăcile termoizolatoare se face foarte exact, la sfoară, pe rînduri transversale acoperişului pentru primul rînd de cleme ale primului rînd de plăci.

Celelalte rînduri de cleme se montează apoi după un şablon, respectîndu-se cu stricteţe condiţia ca toate clemele să cadă exact sub fundul ondulelor.

Între plăcile termoizolatoare autoportante şi plăcile de azbociment, pe toată lungimea panelor şi peste rostul dintre plăcile termoizolatoare se prevăd fîşii din plăci de azbociment 70 × 4 mm sau PFL dur 70 × 5 mm.

Aceste fîşii, avînd rolul de a distanţa plăcile de azbociment de plăcile termoizolatoare şi de a transmite sarcinile învelitorii prin cleme la pane, se aşază astfel încît marginea lor dinspre streaşină să fie aliniată cu aceea a clemelor de montaj, iar marginea dinspre coamă să depăşească pana cu cca 25 mm, pentru ca tijele filetate de prindere a plăcilor ondulate să traverseze fîşia şi s-o fixeze.

Rostul longitudinal la plăcile termoizolatoare de 30 mm grosime se acoperă cu fîşii de vată minerală de 50 × 6 mm, fixate în puncte cu adeziv.

Plăcile de 35, 40 şi 50 mm grosime, avînd marginile cu falţ în trepte, nu necesită fîşii de vată minerală la rosturi.

Pentru a nu se produce denivelări la rostul dintre două plăci ondulate, se înfige la fiecare treime din lungimea plăcilor, la legătură, cîte o plăcuţă zincată rombică, în aşa fel ca jumătate din plăcuţă să intre în grosimea unei plăci, iar cealaltă jumătate în placa alăturată.

Pentru a nu se produce apă de condens pe intradosul plăcilor ondulate de azbociment şi acumulări de umiditate în plăcile termoizolatoare autoportante, spaţiul dintre acestea şi plăcile ondulate de azbociment trebuie ventilat prin circulaţia liberă a aerului de la streaşină spre coamă.

Pentru realizarea acestei condiţii de bună funcţionare a învelitorii, la streaşină şi la coamă ondulele nu vor fi astupate, ci lăsate să comunice liber cu atmosfera.

La streaşină, piesa de pazie din azbociment şi prima placă ondulată de azbociment se aşază peste placa termoizolatoare, observîndu-se ca şorţul paziei să fie distanţat de faţa zidului exterior cu cel puţin 4 cm. În felul acesta se asigură accesul liber al aerului între termoizolaţie şi plăcile ondulate.

La coamă, plăcile termoizolatoare tăiate la măsură se montează orizontal, rezemînd pe cele două pane de coamă. Circulaţia liberă a aerului spre exterior se realizează în acest loc montînd piesa de coamă din azbociment în două pante, pe două piese de azbociment pentru racordare la calcan.

Pentru rezemarea şi prinderea în diferite cazuri a plăcilor termoizolatoare autoportante pe pane metalice, de lemn sau de beton armat indicăm detaliile constructive din figurile 9, 10 şi 11.

În cazul cînd se impune folosirea altor tipuri de pane, cum ar fi, de exemplu, grinzi cu zăbrele de oţel-beton, profile uşoare cu pereţi subţiri etc., trebuie întocmite detalii speciale de rezemare şi prindere, păstrîndu-se principiile indicate mai sus.

Înainte de a începe montarea plăcilor autoportante se va controla după proiect corectitudinea execuţiei suportului învelitorii în ceea ce priveşte planeitatea şi distanţa dintre axele panelor, cote care trebuie respectate riguros.

Plăcile autoportante se aşază strîns alăturate, începînd de la streaşină spre coamă, în rînduri perpendiculare pe coamă.

Nu sînt admise rosturi deschise între aceste plăci, care să permită pătrunderea aerului din încăperi în spaţiul dintre plăcile autoportante şi învelitoarea din plăci ondulate.

La comandarea şuruburilor de prindere a plăcilor ondulate, lungimea lor se va stabili ţinînd seama de grosimea plăcii termoizolatoare şi a fîşiei de azbociment sau de PFL dur.

Găurile pentru aceste şuruburi de prindere se dau pe loc, prin plăcile ondulate, plăcile termoizolatoare şi prin fîşiile de azbociment sau PFL dur, dintr-o dată prin toate straturile.

Pentru evitarea deplasării plăcilor termoizolatoare, găurirea se va face de sus în jos, folosind un burghiu ascuţit.

Plăcile termoizolatoare se montează împreună cu plăcile ondulate de către aceeaşi echipă de muncitori, folosindu-se două podini din dulapi aşezate de o parte şi de cealaltă a rîndului ce se montează. O podină mai uşoară, formată numai din doi dulapi, se aşază pe plăcile de azbociment ale rîndului montat anterior, iar cealaltă podină, mai lată, formată din trei dulapi, se aşază de cealaltă parte, înaintea rîndului ce se montează, direct pe panele acoperişului.

2. Soluţia de acoperiş cu plăcile autoportante suspendate de pane

Pentru această soluţie se pot folosi numai plăcile autoportante cu frezare specială, în grosime de 40 sau 50 mm, cu lungime maximă de 1450 mm, indicate la capitolul ,,Materiale'', punctul C.

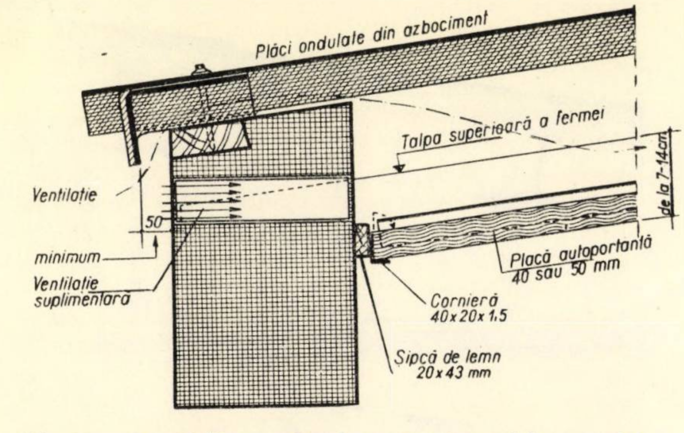

Plăci ondulate din azbociment
Talpa superioară a fermei
de la 7-14cm
Ventilaţie
50
minimum
Ventilaţie suplimentară
Placă autoportantă 40 sau 50 mm
Cornieră 40x20x1,5
Şipcă de lemn 20x43 mm

Fig. 12. — **Detaliu de racordare la perete a tavanului suspendat**

Suspendarea este posibilă pe pane metalice I, U şi L, cît şi pe pane de lemn, folosind accesoriile de montare arătate în schiţele de montaj şi care sînt livrate de fabrica producătoare o dată cu plăcile termoizolatoare.

Detaliile exemplificative pentru prinderea plăcilor termoizolatoare autoportante de pane în soluţia suspendat paralel cu acoperişul sînt arătate în figurile 12, 13, 14 şi 15, iar pentru soluţia cu plăcile suspendate orizontal, în figurile 16, 17, 18, 19.

Lungimile de suspendare sînt încadrate, pentru a permite standardizarea dispozitivelor de prindere, în trei grupe :

— lungime de suspendare 7 — 14 cm ;

— lungime medie de suspendare pînă la 50 cm ;

— lungime medie de suspendare pînă la 200 cm.

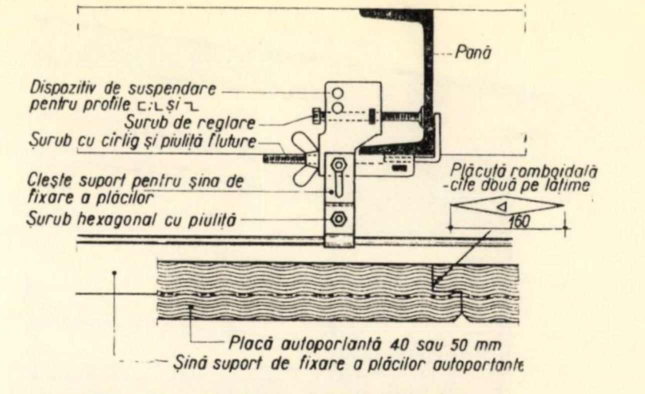

Pană
Dispozitiv de suspendare pentru profile ⊏;L şi ⅂
Şurub de reglare
Şurub cu cîrlig şi piuliţă fluture
Cleşte suport pentru şina de fixare a plăcilor
Şurub hexagonal cu piuliţă
Plăcuţă romboidală -cîte două pe lăţime
160
Placă autoportantă 40 sau 50 mm
Şină suport de fixare a plăcilor autoportant

Fig. 14. — **Secţiune transversală prin pană**

Tehnologia de montare paralel cu panta (distanţa de suspendare 7 — 14 cm)

Se va trasa pe pereţi distanţa exactă de suspendare, fixîndu-se totodată şi cornierele pentru racordarea cu pereţii, cu sau fără şipcă de lemn (fig. 12 şi 16).

Ţinînd seama de lungimea plăcilor autoportante, se trasează poziţia şinelor portante.

Urmează fixarea pe pane — cu ajutorul şuruburilor cu cîrlig şi al piuliţelor fluture —a dispozitivelor de prindere, la distanţele corespunzătoare trasării pentru şinele portante. Din cauza diferitelor lăţimi ale tălpilor profilului I, şuruburile cu cîrlig se fac de lungimi diferite (120, 160, 200 şi 240 mm).

Dispozitivele de prindere pe pane se potrivesc pentru orice profil I curent şi au trei găuri pentru fixarea platbandelor de suspendare cu ajutorul şuruburilor M 5×12.

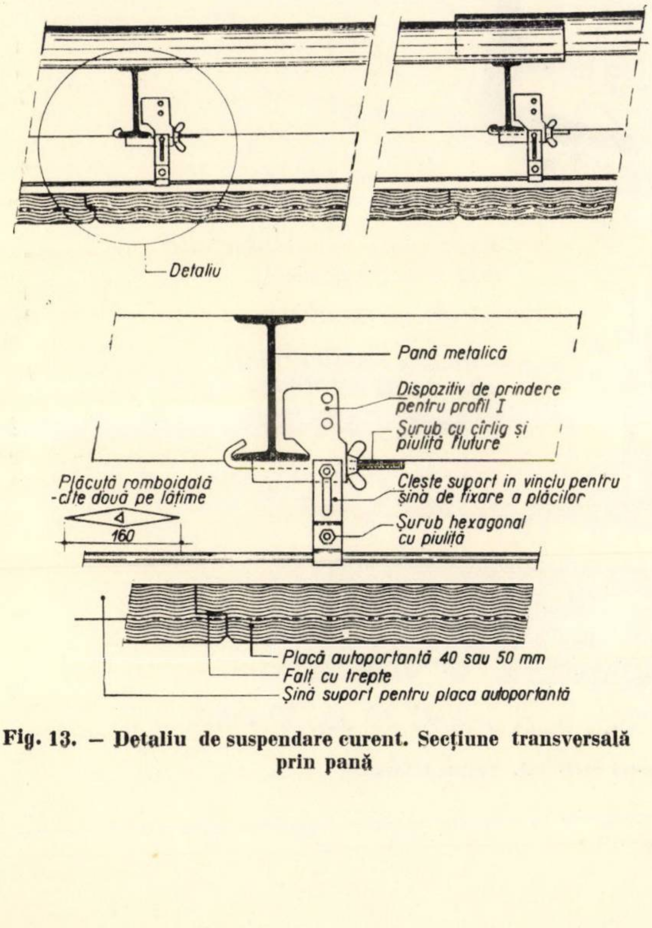

Detaliu
Pană metalică
Dispozitiv de prindere pentru profil I
Şurub cu cîrlig şi piuliţă fluture
Plăcuţă romboidală -cîte două pe lăţime
160
Cleşte suport în vinclu pentru şină de fixare a plăcilor
Şurub hexagonal cu piuliţă
Placă autoportantă 40 sau 50 mm
Falt cu trepte
Şină suport pentru placa autoportantă

Fig. 13. — **Detaliu de suspendare curent. Secţiune transversală prin pană**

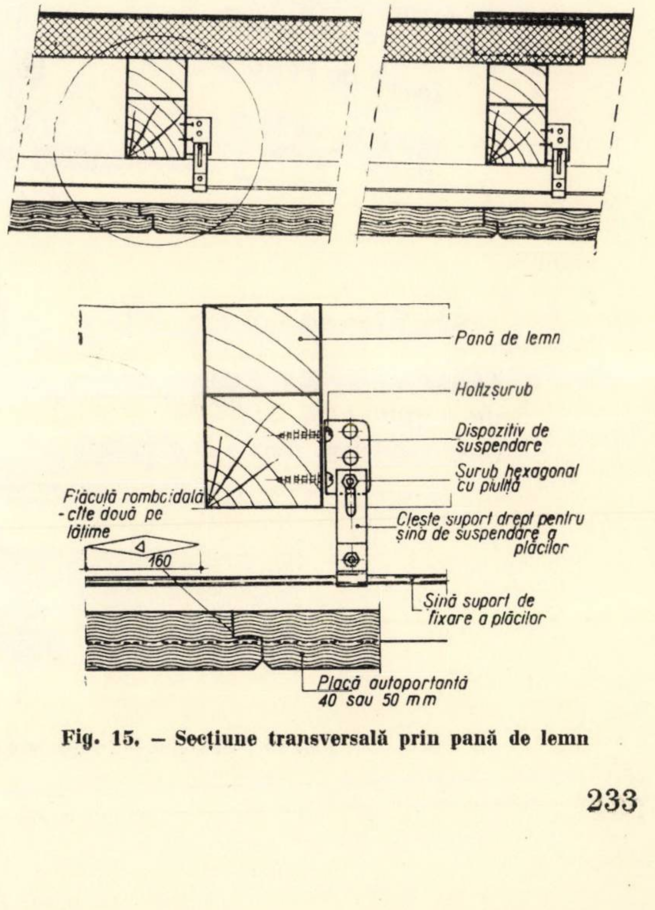

Pană de lemn
Holtzşurub
Dispozitiv de suspendare
Şurub hexagonal cu piuliţă
Plăcuţă romboidală - cîte două pe lăţime
160
Cleşte suport drept pentru şina de suspendare a plăcilor
Şină suport de fixare a plăcilor
Placă autoportantă 40 sau 50 mm

Fig. 15. — **Secţiune transversală prin pană de lemn**

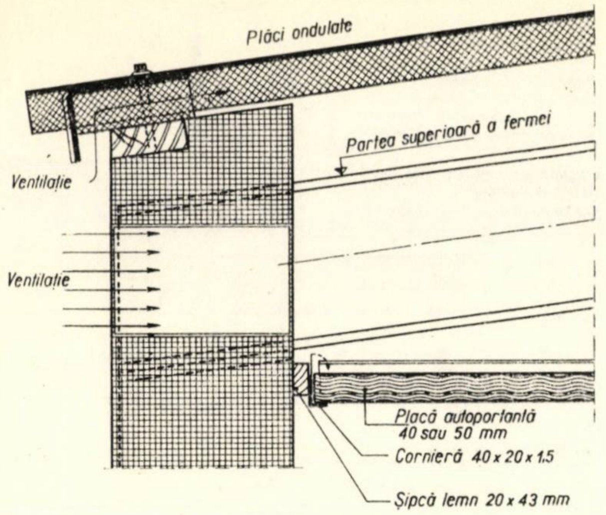

Plăci ondulate
Partea superioară a fermei
Ventilație
Ventilație
Placă autoportantă 40 sau 50 mm
Cornieră 40 x 20 x 1.5
Șipcă lemn 20 x 43 mm

Fig. 16. – Detaliu de racordare la perete a tavanului suspendat orizontal

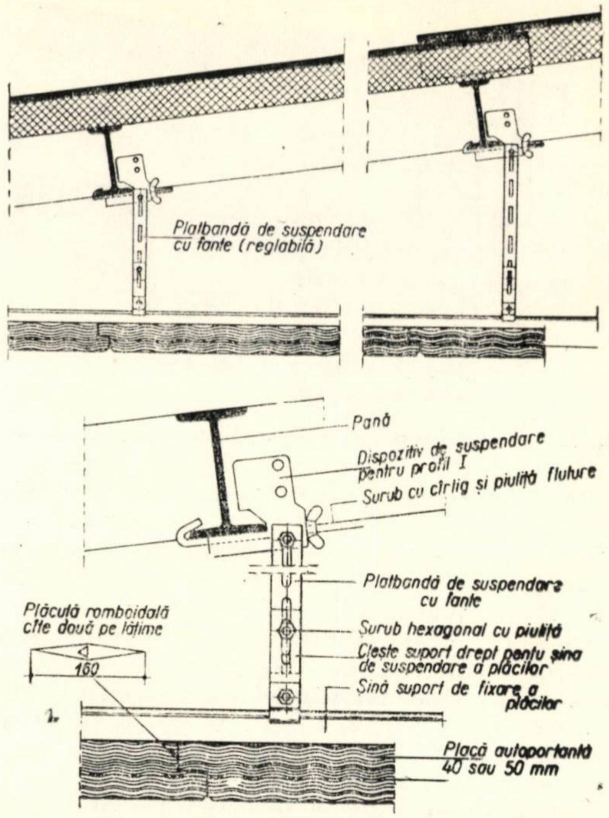

Platbandă de suspendare cu fante (reglabilă)
Pană
Dispozitiv de suspendare pentru profil I
Surub cu cîrlig și piuliță fluture
Platbandă de suspendare cu fante
Plăcută romboidală cîte două pe lățime
160
Șurub hexagonal cu piuliță
Cleste suport drept pentu șina de suspendare a plăcilor
Șină suport de fixare a plăcilor
Placă autoportantă 40 sau 50 mm

Fig. 17. – Detaliu de suspendare curent. Pană. Tavan orizontal

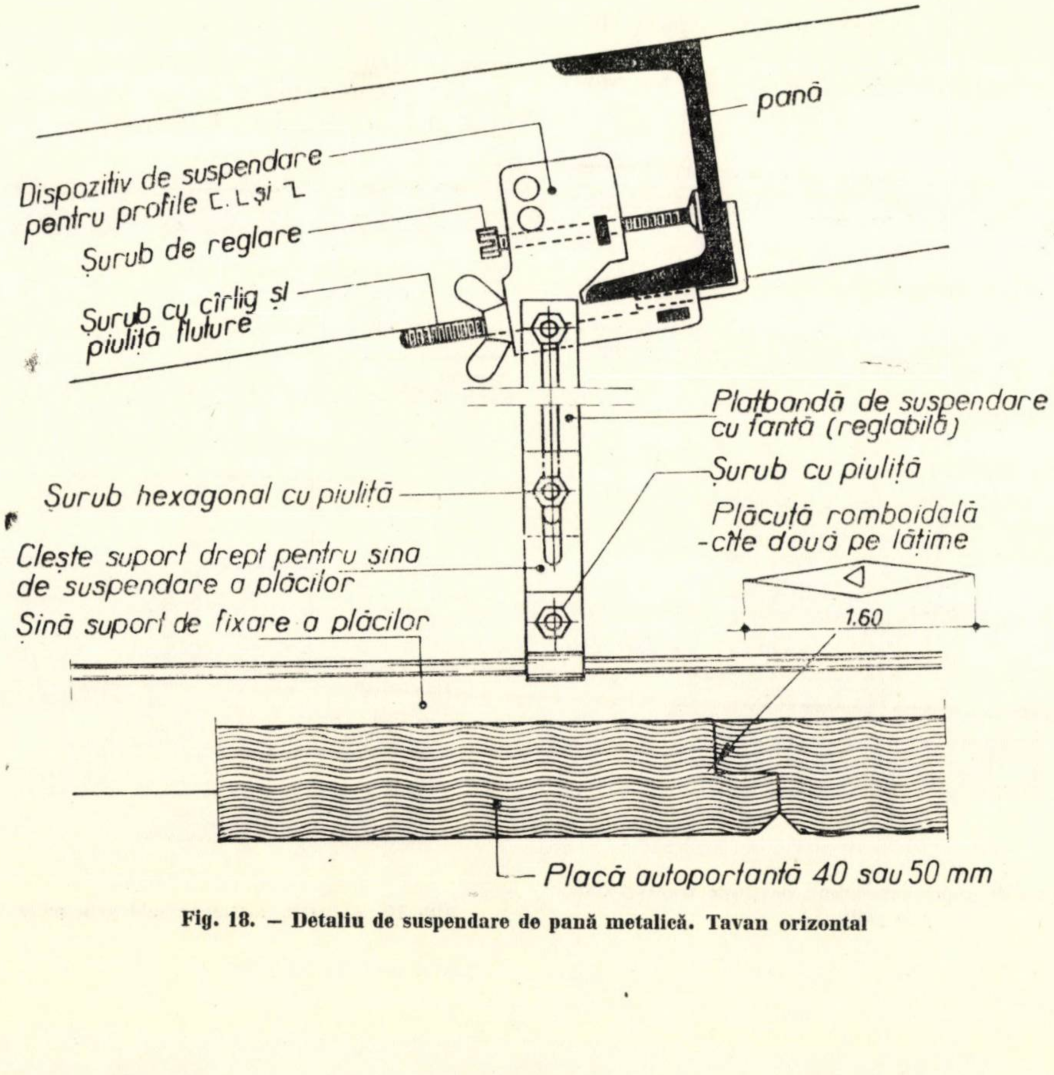

pană
Dispozitiv de suspendare pentru profile C. L și Z
Șurub de reglare
Șurub cu cîrlig și piuliță fluture
Platbandă de suspendare cu fantă (reglabilă)
Șurub cu piuliță
Plăcuță romboidală -cîte două pe lățime
1.60
Șurub hexagonal cu piuliță
Clește suport drept pentru șina de suspendare a plăcilor
Șină suport de fixare a plăcilor
Placă autoportantă 40 sau 50 mm

Fig. 18. – Detaliu de suspendare de pană metalică. Tavan orizontal

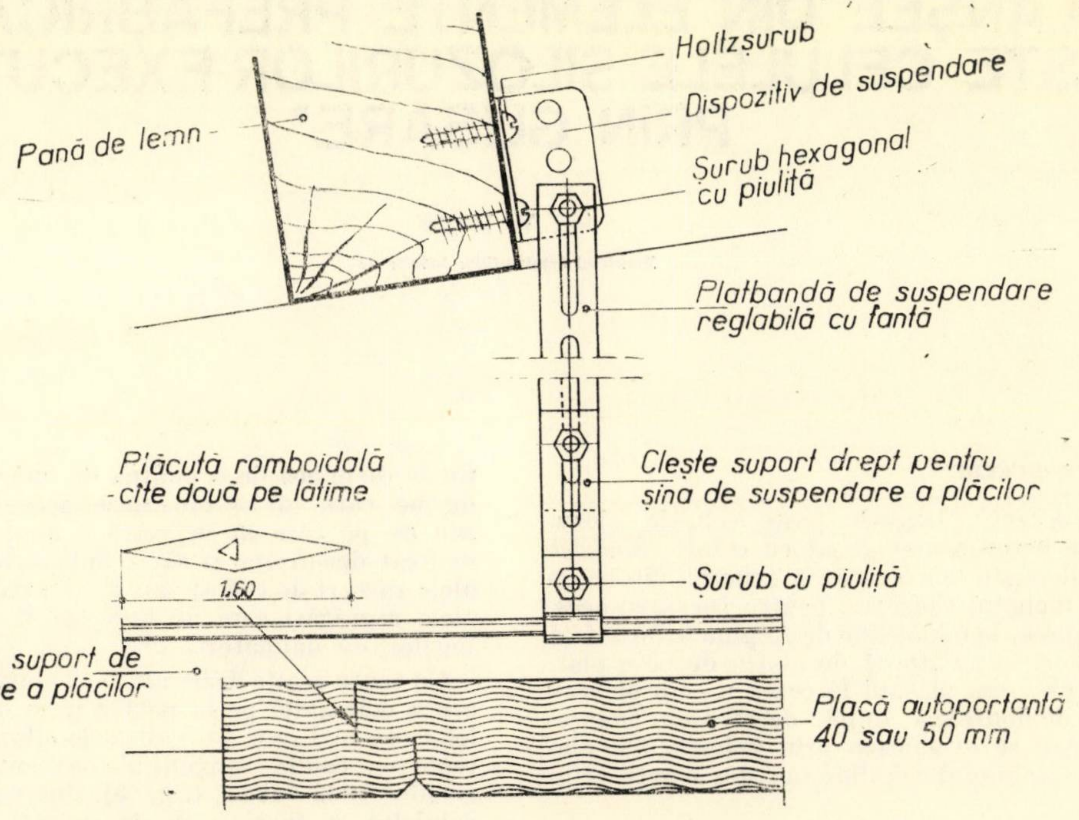

Hollzșurub
Dispozitiv de suspendare
Pană de lemn
Șurub hexagonal cu piuliță
Platbandă de suspendare reglabilă cu fantă
Plăcuță romboidală - cîte două pe lățime
Clește suport drept pentru șina de suspendare a plăcilor
1,60
Șurub cu piuliță
Șină suport de fixare a plăcilor
Placă autoportantă 40 sau 50 mm

Fig. 19. — Detaliu de suspendare de pană din lemn. Tavan orizontal.

Cleștii de prindere a șinei portante sînt prevăzuți cu o fantă care permite reglarea înălțimii de suspendare de la 7 la 14 cm.

Între ghearele cleștilor de prindere se introduce bara șinei portante I din aluminiu de 4,0 m lungime, îmbinată la rosturi cu eclise de legătură.

Pentru pane de profil U sau L se modifică numai fixarea și dispozitivele de prindere pe panele respective.

Distanța de prindere pînă la 50 cm, respectiv 200 cm

Principiul de montare rămîne același. Pentru a realiza însă o suspendare mai distanțată, se vor prevedea platbande cu fante de 20 × 1,5 mm între dispozitivul de prindere pe pană și șina portantă a plăcilor.

La acoperișurile cu termoizolație suspendată orizontal se vor prevedea în zidăriile de contur orificii de aerisire (grile de ventilație, traforuri etc.). Secțiunea orificiilor de aerisire la coamă trebuie să fie cu minimum 25% mai mare decît suprafața de admisie de la streașină.

Soluția cu termoizolație din plăci autoportante de vată minerală se pretează și la alte învelitori din plăci ondulate sau cutate, ca, de exemplu, tablă zincată, materiale plastice etc.

Datorită caracteristicilor superioare ale celor două materiale, din asocierea lor se obține o învelitoare deosebit de ușoară, de cca 25 kg/m^2, care prezintă o serie de avantaje tehnico-economice, printre care :

— reduceri importante la consumul total de metal datorită reducerii sarcinilor din greutatea proprie a învelitorii, cu consecințe favorabile asupra întregii structuri;

— reducerea prețului de cost al acoperișului cu cca 20% față de soluțiile clasice;

— obținerea direct din montare a unei suprafețe a tavanului gata finisate și cu aspect plăcut;

— tehnologia de montare relativ simplă și rapidă, într-o singură fază, cu manoperă redusă pe șantier;

— execuție directă de pe poduri de montaj rezemate pe pane, fără a necesita eșafodaj sau schelă interioară, în cazul soluției cu plăci autoportante rezemate pe pane;

— eliminarea oricăror procese de lucru umede (șape, scafe) la învelitoare;

— realizarea unei alcătuiri cu o foarte bună comportare la foc, iar în cazul soluției cu tavan suspendat, obținerea unei protecții eficiente a șarpantei contra focului.

Avînd în vedere multiplele avantaje pe care le prezintă învelitorile de azbociment cu termoizolație din plăci autoportante de vată minerală, folosirea lor este foarte indicată, în special la realizarea unor hale cu deschideri mari și cu umidități și temperaturi interioare normale.

PLANŞEE DIN ELEMENTE PREFABRICATE PESTE CELULELE SILOZURILOR EXECUTATE PRIN GLISARE*

Ing. V. Ticuţă
Ministerul Construcţiilor Industriale

I. INTRODUCERE

În prezent, planşeele peste celulele silozurilor de beton armat glisat cu celule cilindrice sau poligonale se execută, în general, din beton armat monolit. Cofrajele pentru turnarea acestor planşee, la o înălţime de 25 pînă la 50 m faţă de radier, se montează de obicei de pe o platformă de lucru plasată la cca 2 m sub planşeu şi se demontează după decofrarea planşeului, apoi se evacuează prin golurile tehnologice de la fundul pîlniilor sau din pereţii celulelor.

Acest procedeu de execuţie a planşeelor duce la un consum foarte mare de materiale şi de manoperă necesară confecţionării, montării platformei de lucru şi a cofrajului, precum şi de manoperă necesară evacuării materialelor rezultate în urma betonării planşeului. Din cauza acestor dezavantaje, pe parcursul construcţiei la noi în ţară a silozurilor de cereale din perioada 1962—1967, s-a preconizat ca executarea planşeelor peste celule să se realizeze din dale circulare de beton armat preturnate pe radierul celulelor şi ridicate la cota definitivă, fie prin agăţare de cofrajul glisant, fie ulterior, după terminarea glisării, cu ajutorul verinelor hidraulice cu care s-a acţionat cofrajul glisant.

Această soluţie, deşi a fost prevăzută în proiectele din perioada 1962—1967, totuşi nu s-a aplicat niciodată din cauza dificultăţilor legate de ridicarea şi monolitizarea dalelor în greutate de cca 15 t.

De asemenea, pe parcursul execuţiei planşeelor din această perioadă s-a mai preconizat ca asamblarea cofrajului pentru turnarea dalei monolite la cota definitivă să se facă pe radierul celulelor mai înainte de montarea cofrajului glisant, iar ridicarea cofrajului la cota necesară să se realizeze cu ajutorul cofrajelor glisante prin suspendare de acestea. Nici această soluţie nu s-a aplicat, întrucît prezenta dezavantajul că, pentru decofrare, nu se dispunea de o podină de lucru dedesubt, de pe care să se efectueze această operaţie sau de pe care să se verifice modul cum s-a realizat decofrarea şi să se îndepărteze eventualele resturi de cofraj sau să se astupe eventualele segregări care ar favoriza formarea cuiburilor de dăunători.

Cu toate aceste dezavantaje, soluţia de evacuare a cofrajului pe la partea inferioară a celulelor era mai uşor de realizat la silozurile de cereale cu celule tangenţiale executate în perioada 1962—1967 (fig. 3), întrucît glisarea celulelor se începea de la radier, iar pîlniile se turnau ulterior şi deci cofrajul se putea coborî în întregime pe radier şi evacua cu uşurinţă. Pentru noile tipuri de silozuri (fig. 1), unde glisarea începe după betonarea plăcii fundului celulelor, această soluţie este mult mai greoaie deoarece evacuarea podinei de lucru (şi eventual şi a cofrajului) trebuie să se facă prin gurile de descărcare ale celulelor de dimensiuni reduse, operaţie posibilă numai după demontarea completă a acestor platforme şi evacuarea lor bucată cu bucată.

Pentru eliminarea tuturor acestor dezavantaje, cu ocazia executării noului tip de silozuri de cereale din campania 1968—1969 (fig.1, 2) am propus ca planşeele peste celulele silozurilor de cereale să se execute din elemente de beton armat prefabricate, soluţie care s-a aplicat cu bune rezultate la trei lucrări.

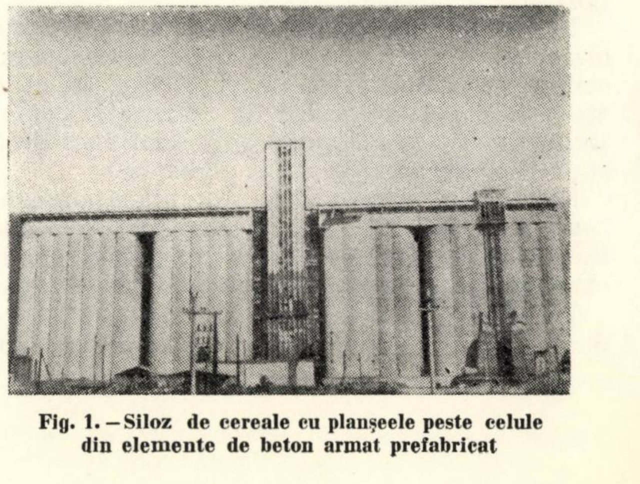


Fig. 1. — Siloz de cereale cu planşeele peste celule din elemente de beton armat prefabricat

---

* Această lucrare a fost distinsă cu premiul II la concursul de inovaţii din cadrul Ministerului Industriei Construcţiilor pe anul 1968 şi cu premiul Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare pe anul 1969.

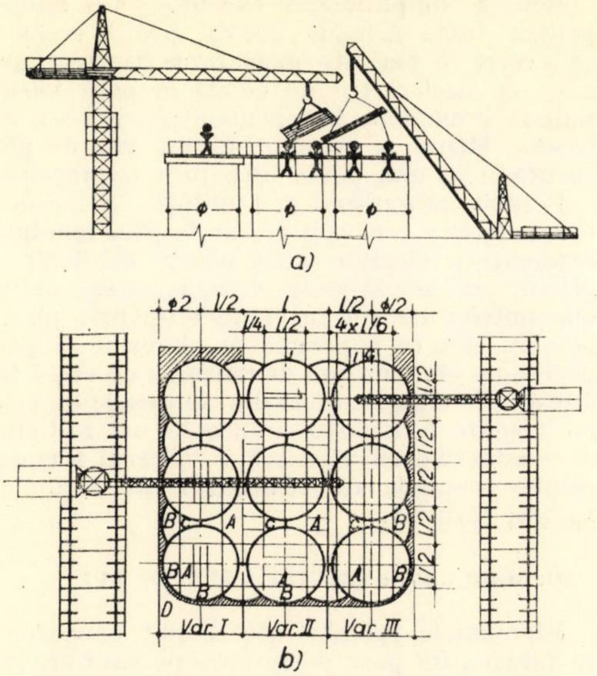


Fig. 2. — a) Secţiune verticală ; b) Vedere în plan

II. DESCRIEREA SOLUŢIEI

Pentru simplificare, s-a împărţit suprafaţa planşeelor într-o reţea modulară ca în figura 2 *b*, ceea ce permite realizarea planşeelor cu un număr relativ redus de tipuri de grinzi şi plăci prefabricate, numărul şi forma acestora depinzînd de modul de grupare a celulelor, cu diafragme (fig. 2 *b*) sau tangenţiale (fig. 3), precum şi de capacitatea de ridicare a macaralelor-turn disponibile. Astfel, elementele prefabricate necesare realizării planşeului din varianta a III-a cîntăresc cu cca 50% mai puţin decît cele necesare realizării planşeelor din variantele I şi II (fig.2).

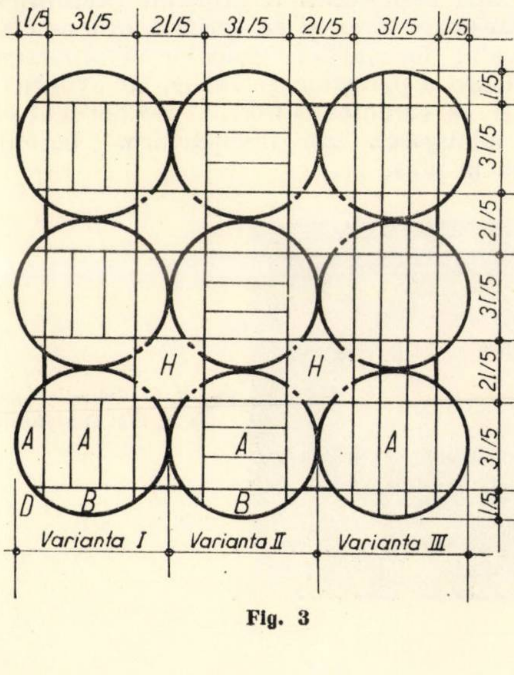
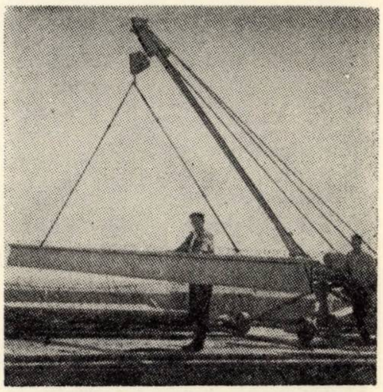


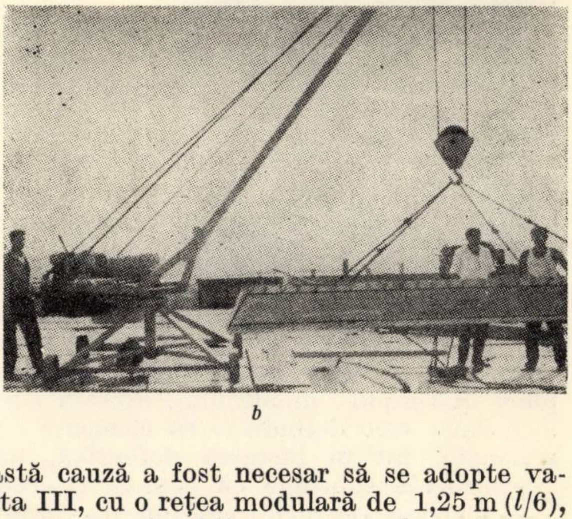
Fig. 3

Cu toate că variantele I şi II necesită numărul cel mai mic de tipuri de elemente prefabricate, totuşi aceste variante nu s-au putut aplica la silozurile de cereale de la Găeşti şi Olteni, unde s-a propus prima oară această soluţie, deoarece planşeele respective urmau să se monteze la cota +35,80 m, cotă unde macaralele MT 40 şi ZB 45 tfm de care se dispunea pentru construcţia acestor silozuri nu mai pot acoperi decît o mică parte din planşeu. Din această cauză a fost necesar să se adopte varianta III, cu o reţea modulară de 1,25 m (*l*/6), ceea ce a permis obţinerea unor elemente prefabricate de cca 750 kg/buc., care se pot monta la locul definitiv cu ajutorul unor macarale Pioner de 750 kgf, montate la început pe porţiunea de planşeu executată cu ajutorul macaralelor MT 40 sau ZB 45 tfm, apoi pe planşeul realizat chiar de aceste macarale prin aşezarea elementelor prefabricate în faţă (fig. 2, 4 şi 5).

Fig. 4. — Montarea grinzilor şi a plăcilor cu ajutorul macaralei Pioner montată pe planşeu



a



b

Pentru calculul elementelor prefabricate ce alcătuiesc planşeul peste celule s-au adoptat aceleaşi date de calcul ca în proiectul de bază pentru soluţia monolit, adică : greutatea proprie, o sarcină concentrată de 3 tf rezultată de la cablul pentru luat probe, o sarcină mobilă de 2,5 tf provenită de la căruciorul cu tubulatura pentru sonde, sau o suprasarcină rezultată din depozitarea grîului pe o înălţime de 2,5 m, fie din cauza efectuării redlerelor, fie dintr-o înmagazinare suplimentară.

În fine, pentru epuizarea tuturor ipotezelor de calcul, s-a considerat planşeul acţionat

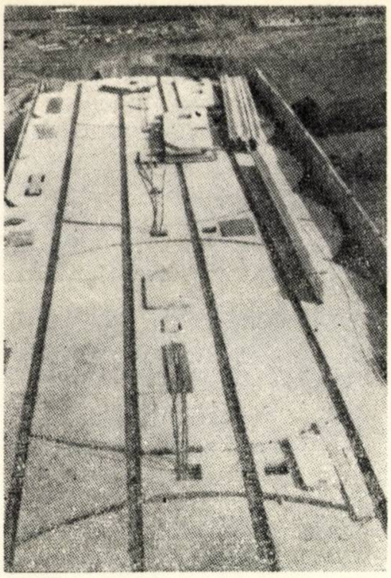


Fig. 5. — Planşeu prefabricat, varianta a III-a

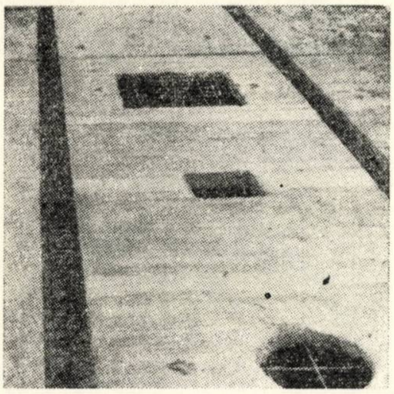


Fig. 6. — Detaliu de monolitizare a plăcilor de grinzi

de greutatea sa proprie şi de o sarcină mobilă de 1 tf/m^2, plus un coeficient de impact de 20%.

În ceea ce priveşte eforturile din grinzi şi plăci în timpul montajului, acestea s-au dimensionat considerîndu-se ca elemente simplu rezemate, iar în lucrarea definitivă, astfel:

— grinzile continue cu console (Gerber) şi

— plăcile, ca elemente continue, continuitatea realizîndu-se prin sistemul de monolitizare adoptat (tip „Perideri") şi prin amprentele practicate pe faţa superioară a acestora, ceea ce asigură un contact intim cu şapa armată de monolitizare de deasupra.

Pentru simplificarea execuţiei s-a adoptat pentru toate grinzile acelaşi profil transversal, ceea ce permite executarea tuturor grinzilor cu acelaşi tip de cofraj la care variază numai lungimea, iar pentru plăci s-au luat aceeaşi lăţime şi grosime, fiecare tip de placă turnîndu-se una peste alta prin suprapunere.

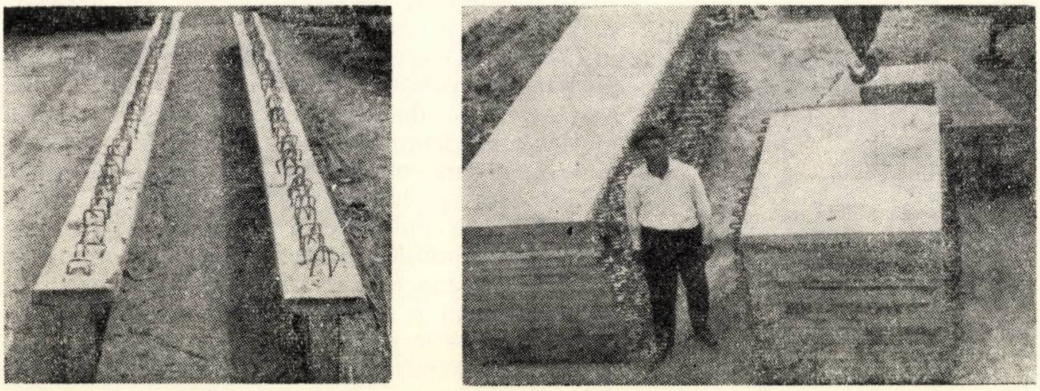
Pentru asigurarea stabilităţii generale a construcţiei s-a căutat ca, în dreptul locului de rezemare a plăcilor peste pereţii celulelor sau grinzi, să se asigure monolitizarea tuturor elementelor ce vin în contact (grinzi, plăci şi pereţi), ceea ce a permis ca planşeul să poată prelua un efort minim de tensiune de cca 7 tfm, adică atît cît a rezultat din ipotezele de calcul ca urmare a încărcării inegale a radierului şi considerînd că planşeul şi radierul formează tălpile paralele de rezistenţă ale sistemului spaţial rezultat.

III. MODUL DE EXECUŢIE A PLANŞEULUI

Elementele prefabricate se pot executa, fie în fabrici, fie prin preturnare pe şantier, grinzile pe matriţe de beton sau cofraje, iar plăcile pe o platformă de beton pe care se reproduce întocmai suprafaţa grupului de celule ce trebuie acoperite sau, mai bine, cu ajutorul unor rame care reprezintă cofrajul de contur al tipului de plăci respective, plăcile turnîndu-se succesiv în stive de cca 10—20 de elemente (fig. 7), fiecare placă turnată servind drept fund cofrajului pentru placa următoare. În acest caz, plăcile se cofrează numai pe contur, cofrajul fixîndu-se la înălţimea respectivă cu ajutorul unor stative reglabile pe înălţime.

Pentru montarea planşeului se procedează astfel:

— Se glisează pereţii construcţiei pînă la cota inferioară a grinzilor, apoi se introduc cofrajele pentru formarea locaşului acestora, fără talpa superioară şi se continuă betonarea pînă sub talpa superioară a grinzilor prefabricate. Se opreşte glisarea şi se verifică din nou axul şi nivelul locaşurilor grinzilor şi al marginii superioare a pereţilor celulelor, iar eventualele abateri se corectează imediat pe betonul crud prin adăugarea sau îndepărtarea betonului turnat în plus.



a *b*

Fig. 7. — Grinzi şi plăci de tip A, C şi D preturnate

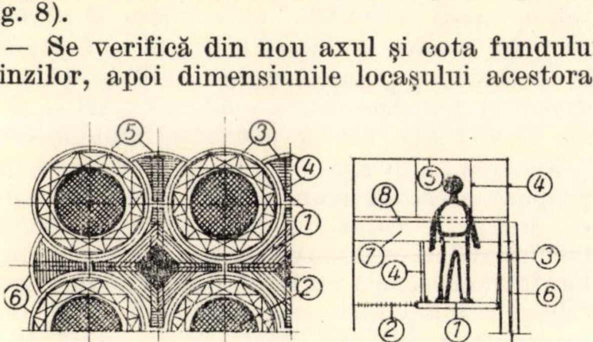
— Se ridică cofrajul glisant prin glisarea în gol pînă ce marginea sa inferioară s-a ridicat cu cca 15—20 cm peste marginea superioară a pereţilor celulelor (nivelul inferior al tălpii grinzilor), apoi se aşază pe calaje de lemn.

— Se introduc pe sub cofrajul glisant al fiecărei celule circulare cîte două profile I expandate, aşezate la distanţe $l/2$ una de alta şi perpendiculare pe axul longitudinal al construcţiei. Aceste profile sînt necesare pentru asigurarea stabilităţii cofrajului în timpul demontării (mai ales cînd acesta se desface în bucăţi), precum şi pentru asigurarea posibilităţii ripării cofrajului, atunci cînd macaralele utilizate nu acoperă întreaga suprafaţă a planşeului.

— Se suspendă schela interioară a cofrajului glisant de marginea superioară a peretelui de beton, prin legarea montanţilor de tijele de glisare sau de parapeţi. Faţă de schelele interioare existente, care permit demontarea cofrajului glisant numai după executarea podinei de lucru şi a cofrajului pentru turnarea planşeului monolit, schela de faţă (fig. 8) elimină acest dezavantaj, întrucît panourile podinei de lucru formează o coroană poligonală rigidă, care se poate menţine orizontală numai prin simpla suspendare a vîrfurilor exterioare ale poligonului de tijele de glisare de pe marginea superioară a peretelui glisat, ceea ce este posibil, întrucît podina schelei se află totdeauna în interiorul patrulaterului de susţinere. Golul din interiorul platformei de lucru se completează cu o plasă de sîrmă fixată de platforma de circulaţie, iar pe verticală se închide cu ajutorul montanţilor interiori pe care se fixează un parapet dintr-o bară de oţel-beton. În cazul cînd schela interioară urmează să suporte sarcini mai mari, atunci platforma se întăreşte prin montarea la partea inferioară a patru bare din ţevi pătrate dispuse în formă de pătrat, ale cărui vîrfuri se află în punctele de suspendare ale platformei.

— Se slăbesc şi se desfac tiranţii care centrează panourile cofrajului glisant interior, apoi se slăbesc eclisele şi se începe demontarea cofrajului, toate aceste operaţii executîndu-se de pe schela interioară a cofrajului glisant (fig. 8).

— Se verifică din nou axul şi cota fundului grinzilor, apoi dimensiunile locaşului acestora, precum şi nivelul superior al pereţilor celulelor, iar betonul în plus se îndepărtează imediat.



a) b)

Fig. 8. — a) Secţiune orizontală; b) Secţiune verticală; 1) Panou podină; 2) Plasă de sîrmă; 3) Tirant; 4) Montant; 5) Parapet; 6) Locaş tijă; 7) Grindă; 8) Placă

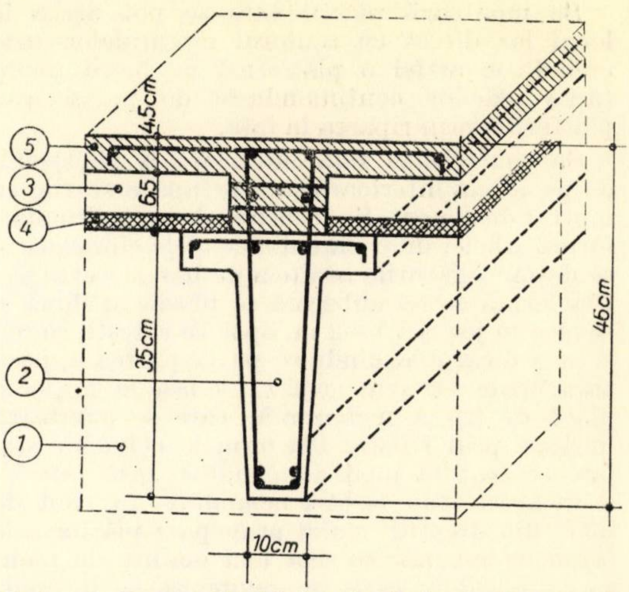


Fig. 9. — 1) Perete; 2) Grindă; 3) Placă; 4) Mortar poză; 5) Şapă de monolitizare

— Se montează toate grinzile, care se transportă şi se aşază la locul de punere în operă direct cu ajutorul macaralelor-turn, după ce mai întîi s-a întins un strat subţire de mortar de poză pe fundul locaşului acestora, apoi se monolitizează capetele, se sudează articulaţiile grinzilor şi se aduce la acelaşi nivel marginea superioară a celulelor prin completarea betonului necesar, care se toarnă într-un cofraj din ştraifuri de PFL.

— Se montează toate plăcile, care se transportă şi se aşază la locul de punere în operă cu ajutorul macaralelor-turn, pe un strat subţire de mortar de poză de cca 1 cm grosime, aşternut succesiv pe partea superioară a grinzilor şi pe pereţii celulelor ce vin în contact cu plăcile ce se montează, apoi pentru asigurarea continuităţii şi monolitizării plăcilor se fixează între ele de grinzi şi de pereţii celulelor cu bare de oţel-beton care se introduc între urechile plăcilor, etrierii grinzilor şi fiarelor verticale din pereţii celulelor (fig. 9).

În cazul cînd macaralele-turn nu acoperă întreaga suprafaţă de montaj, se procedează astfel:

Varianta I. Se aşază culcate alăturat, în dreptul axului grinzilor ce trebuie montate, cîte două bucăţi din grinzile auxiliare de montaj I utilizate la demontarea cofrajului glisant.

Peste aceste grinzi se aşază în lung grinzile ce trebuie montate, care se ripează pînă la poziţia definitivă, apoi se ridică cu ajutorul unui cric şi se aşază pe calaje pentru a permite îndepărtarea profilelor auxiliare I. Se întinde un strat subţire de mortar de cca 1 cm grosime pe suprafaţa de contact a pereţilor celulei din dreptul grinzii, apoi grinda se lasă pe poziţia sa definitivă.

Se montează plăcile care se pot așeza la locul lor direct cu ajutorul macaralelor-turn, creîndu-se astfel o platformă de lucru, montarea plăcilor continuîndu-se de pe această platformă prin riparea în față.

Se controlează fața inferioară a planșeului de pe schela interioară și se astupă rosturile cu mortar de ciment. Se suspendă de un troliu platforma schelei interioare din celulele cilindrice și se desfac legăturile acesteia de barele verticale. Platforma astfel eliberată se pliază în două și se lasă în jos cca 1—2 m, apoi se rotește cu 90° și se ridică, evacuîndu-se pe la partea superioară, unde s-a avut grijă să se lase la mijloc o placă de tip A nemontată, care se montează imediat prin ripare. Platformele celulelor stelate se scot în mod asemănător, însă întregi, și în acest scop se lasă nemontat un rînd de plăci din dreptul axului principal; platformele celulelor-buzunar se scot mai înainte de montarea plăcilor, care se montează la început, muncitorii stînd pe schela celulelor inelare.

Varianta a II-a. Pe grinzile auxiliare de montaj rămase de la demontarea cofrajului glisant se așază transversal grinda corespunzătoare zonei ce trebuie acoperită, care se ripează pînă la poziția definitivă și se așază pe calaje. Se repetă operația cu grinda următoare, apoi se scot profilele auxiliare de montaj și se fixează grinzile pe poziția definitivă după ce, în prealabil, s-a întins un strat subțire de mortar, după care se sudează articulațiile grinzilor.

Se completează cu beton pereții celulelor pînă la nivelul grinzilor și plăcilor, apoi se montează plăcile de tip A și B, folosind drept platformă de lucru primul cîmp pe care plăcile s-au așezat cu ajutorul macaralelor-turn, iar de pe platforma astfel formată se ripează peste celulele stelate plăcile de tip C, A etc.

Se controlează fața inferioară a planșeului și se astupă rosturile cu mortar de ciment, apoi se evacuează platforma schelei interioare potrivit metodei descrise mai sus în cadrul variantei I.

Varianta a III-a. Această variantă este asemănătoare cu varianta a II-a, deosebirea constînd în faptul că s-a redus interaxul grinzilor de la $l/2$ la $l/6$, obținîndu-se în schimb elemente foarte ușoare, care se pot monta, fie prin ripare, fie cu ajutorul unor macarale Pioner montate pe planșeu.

IV. REZULTATELE OBȚINUTE

Această soluție asigură o eficiență sporită execuției planșeelor peste celulele silozurilor, după cum rezultă din următorii indicatori tehnico-economici obținuți:

— se reduce consumul de manoperă pe total planșeu, față de soluția inițială, cu cca 42%;

— se reduce volumul de beton și șapă cu cca 30%, adică de la 20 cm grosime medie, în soluția monolit, la 14 cm în soluția prefabricată;

— se reduce consumul de oțel-beton cu cca 15%;

— se reduce consumul de cherestea pentru cofrarea planșeului unui siloz cu 90%, cînd prefabricatele se execută în industrie, sau cu 72% cînd se execută pe șantiere;

— se reduce prețul de cost al planșeelor prefabricate față de soluția monolit cu cca 54%, deosebit de economia indirectă constînd din cota neamortizată în cuprinsul devizului silozului respectiv pentru confecția platformei cofrajului, economie ce se realizează integral întrucît soluția de față nu mai necesită această platformă;

— se reduce termenul de execuție a planșeelor cu cca 60—67%, adică cu cca 18 zile pentru fiecare grupă de 9—12 celule. Durata de execuție a unui planșeu peste un grup de 9—12 celule este de cca 30 de zile de la terminarea glisării în soluția monolit, în timp ce în soluția propusă se execută în cca 10—12 zile, din care 4—6 zile pentru demontarea cofrajului și 6 zile pentru montarea planșeului prefabricat (care se realizează de 6 oameni, din care 4 pe planșeu și 2 jos pentru așezarea prefabricatelor în cîrligul macaralei-turn). Deci, în soluția propusă, cofrajul glisant se poate monta la un nou amplasament după o săptămînă de la terminarea glisării, în timp ce, în soluția inițială, aceasta se poate face abia după executarea cofrajului și a podinei de lucru, adică după cca 3 săptămîni.

V. MODUL DE ASIGURARE A SECURITĂȚII MUNCITORILOR IN TIMPUL LUCRULUI

În capitolul precedent am arătat indicii tehnico-economici obținuți, cu toate că nu numai acești indici trebuie avuți în vedere la stabilirea oportunității aplicării acestui procedeu. Dificultatea cea mai mare la executarea planșeelor peste celulele silozurilor constă în găsirea unei soluții care să asigure complet muncitorii împotriva accidentelor de muncă, și numai după rezolvarea acestei probleme se poate lua în discuție oportunitatea aplicării și avantajele economice ale soluției. Pentru a vedea importanța acestei probleme, menționăm că accidentele de muncă de la silozuri se pot produce la executarea planșeelor peste celule, prin căderea în gol. Din cauza înălțimii mari — peste 25 m — toate aceste accidente sînt mortale.

Judecată din acest punct de vedere, soluția propusă prezintă avantajul că schela interioară de lucru a cofrajului glisant este complet închisă și deci exclude căderea în gol a muncitorilor, întrucît schela nu încetează să acopere golul celulelor unde lucrează muncitorii decît după montarea planșeului prefabricat prevăzut cu plasă de siguranță (fig. 8) și a parapetului exterior definitiv al construcției.

De aceea, consider că acest ultim aspect, și anume asigurarea muncitorilor împotriva accidentării în timpul lucrului, este suficient pentru a ne convinge de avantajele noii soluţii şi de a o adopta la toate construcţiile de acest fel.

VI. CONCLUZII

Din primul an de acceptare a soluţiei, fără generalizare şi lucrări experimentale prealabile, propunerea s-a aplicat astfel:

— la întreg silozul de cereale de la Găeşti;

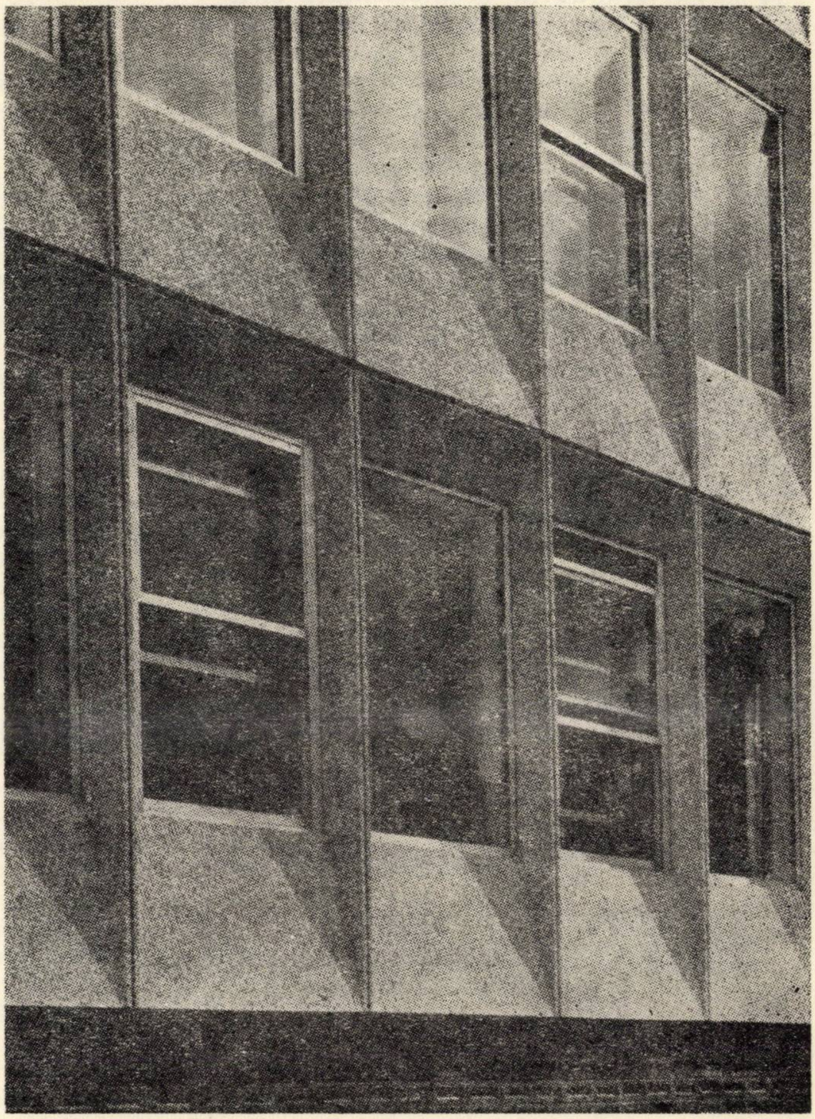
— la ultimele 12 celule de la silozul de cereale de la Olteni şi

— la ultimele trei grupe de 12 celule de la silozul de cereale de la Brăila.

După cum se vede, soluţia a fost aplicată chiar din primul an la trei lucrări din cadrul a două întreprinderi diferite. La ultimele două lucrări, şi anume la silozurile de la Olteni şi Brăila, soluţia s-a aplicat după ce o parte din planşeele respective fusese executată în soluţia monolit, aceasta în urma faptului că conducătorul lucrărilor respective s-a convins, în urma greutăţilor întîmpinate, de avantajele indiscutabile obţinute cu noua metodă experimentată dintr-o dată cu succes la şantierul ,,Siloz Găeşti''.

Domeniul de aplicare al acestei soluţii nu se limitează doar la silozurile de cereale. Prin variantele prezentate s-a căutat să se epuizeze majoritatea soluţiilor posibile la construcţiile de acest gen, cu aplicare imediată la silozurile de la fabricile de nutreţuri combinate, silozuri de ciment, malţ etc.

Agregate spălate pentru elemente de faţadă



,,Abbey House'' din Farnborough este un exemplu de ce se poate realiza folosind elemente industrializate grele. Această tehnică permite obţinerea tratamentului dorit al faţadei. Construcţia este compusă din două aripi, cu cinci etaje, reunite printr-un corp unde toate serviciile sînt grupate şi a cărui faţadă este tratată diferit cu elemente în relief (vezi figura). Elevaţiile sînt formate din panouri prefabricate din beton de înălţimea etajului, îmbinate cu profile din PVC şi fixate de planşee prin piese speciale a căror încastrare este realizată prin matare cu mortar. Paramentul acestor elemente este realizat din agregate spălate.

Bâtir, nr. 179

APLICAREA PROTECŢIEI CATODICE LA ARMĂTURA REZERVOARELOR DE BETON PRECOMPRIMAT PENTRU ALIMENTARE CU APĂ DE LA SĂVINEŞTI

Ing. **T. Ghircoiaş**
Institutul Proiect – Bucureşti

În ultimul timp, problemele legate de protecţia contra coroziunii metalelor îngropate au luat o extindere considerabilă şi au devenit cunoscute de specialiştii care proiectează sau exploatează instalaţii metalice îngropate.

Este cunoscut că fenomenul de coroziune este un proces electrochimic. Pe suprafaţa unui metal îngropat în sol apar celule galvanice locale datorită fie neomogenităţii metalului, fie pozării acestuia în soluri de tip diferit. O celulă de coroziune se caracterizează prin două zone: o zonă catodică în care curentul trece din sol la metal şi o zonă anodică în care curentul trece de la metal în sol, aceasta din urmă fiind zona în care are loc procesul de coroziune. Prin compararea potenţialului celor două zone se obţine o indicaţie orientativă asupra posibilităţii coroziunii metalelor. În realitate, chiar în cazul simplu al contactului metal-apă sînt implicaţi numeroşi factori a căror influenţă poate fi determinată numai prin calcule exacte asupra echilibrului electrochimic.

Aceste calcule au fost efectuate pentru numeroase metale de M. Pourbaix şi colaboratorii săi, rezultatele fiind date sub formă de diagrame de echilibru electrochimic.

M. Pourbaix a dovedit că valorile ce determină condiţiile necesare pentru ca reacţiile de coroziune să aibă loc sînt pH-ul şi potenţialul electrochimic în raport cu hidrogenul. Diagrama lui Pourbaix cu privire la fier indică o zonă de coroziune situată între o zonă de imunitate şi o zonă de pasivitate, unde fierul este acoperit cu un strat de oxid care împiedică coroziunea, cu condiţia ca să fie uniform şi neporos.

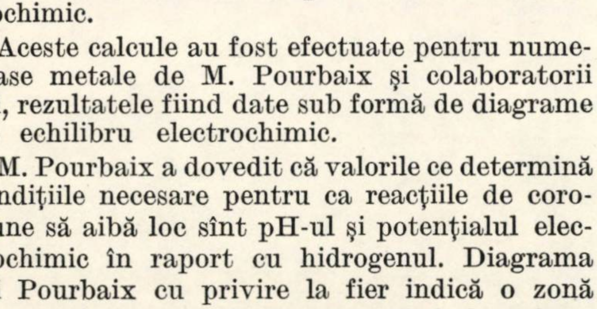


Fig. 1. Coroziunea provocată de soluri de tip diferit

Din diagramă se observă că pentru realizarea unei protecţii eficace este necesar ca suprafaţa metalului să fie adusă în zona de imunitate.

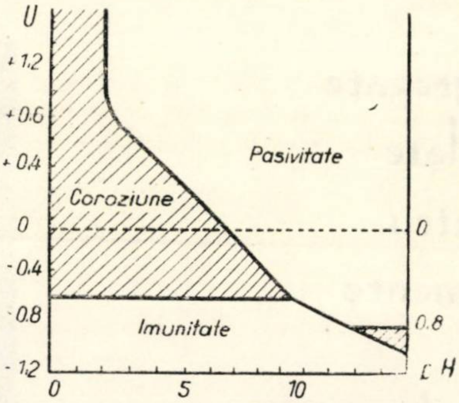


Fig. 2. Diagrama de coroziune a fierului

Aceasta se realizează prin aplicarea metodei de protecţie catodică, cu ajutorul căreia se provoacă în mod forţat curgerea unui curent electric din sol pe suprafaţa metalică. În cazul în care se aplică un curent de protecţie suficient pentru a crea o opoziţie şi a opri orice trecere de curent de la metal la sol, protecţia va fi completă, iar coroziunea nu va mai continua.

O instalaţie de acest fel este formată, în principiu, dintr-o sursă de curent continuu ce trimite curent pe suprafaţa metalului prin intermediul unei prize anodice.

În sol se montează o priză de pămînt — priza anodică — formată din deşeuri de conducte de fier, bare de cărbune sau fontă silicioasă.

Priza anodică este alimentată cu curent continuu, borna pozitivă a unui redresor cu seleniu fiind conectată la priza anodică, iar borna negativă la suprafaţa metalică de protejat, prin intermediul unor cabluri adecvate. Curentul de protecţie este astfel trimis prin sol, pe suprafaţa conductei, în modul indicat de săgeţile lungi din figura 3.

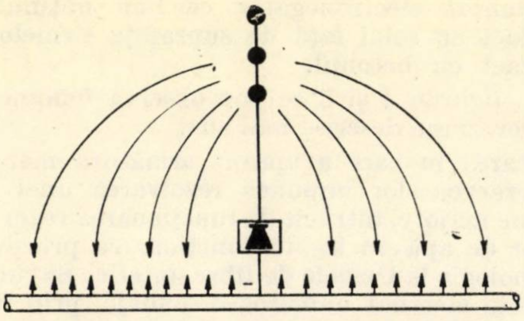


Fig. 3. Un circuit simplu pentru protecția catodică

Săgețile scurte de pe suprafața conductei indică tendința curentului de corodare de a părăsi suprafața metalică și de a pătrunde în sol.

Criteriul de protecție este reprezentat de un potențial măsurat între suprafața metalică și sol prin intermediul unui electrod nepolarizabil de cupru cu soluție suprasaturată de sulfat de cupru al cărui potențial în raport cu electrodul de hidrogen este de +0,32 V.

Pentru ca fierul să ajungă în zona de imunitate este necesar ca potențialul să scadă la cel puțin −0,8 V față de electrodul Cu/Cu SO_4 (vezi diagrama lui Pourbaix), valoare la care ionii de hidrogen formează la suprafața metalului un film insolubil care separă metalul de mediul agresiv.

Această valoare se realizează numai în mod artificial cu ajutorul unei instalații de protecție catodică.

COROZIUNEA SÎRMELOR DE BETON PRECOMPRIMAT

Din diagrama lui Pourbaix se observă că oțelul se găsește în beton pe o arie de pasivitate naturală datorită ionilor de pasivare OH.

Alcalinizarea betoanelor preparate cu cimenturi obișnuite corespunde unui pH=12, ceea ce asigură pasivitatea oțelului (în conformitate cu diagrama lui Pourbaix).

Practica a arătat că menținerea acestei situații este deseori destul de dificilă din cauza atenției foarte mici acordate turnării învelișului de beton.

Literatura de specialitate indică diferite cazuri de deficiențe provocate de coroziune în betonul precomprimat, atribuite fie neuniformității fizice a betonului, variațiilor de grosime a acestuia, fie neuniformității solului și a apei din sol.

Aceste deficiențe creează în final accesul ionilor agresivi din apă la armătură și provoacă coroziunea.

Acțiunea distructivă a apei din sol asupra betonului poate fi privită sub două aspecte:

— acțiunea apelor moi care dezalcalinizează betonul;

— acțiunea apelor sulfatate care distrug betonul prin formarea de compuși expansivi.

Apa pătrunde în beton datorită permeabilității acestuia precum și prezenței unor eventuale fisuri.

Prepararea unui beton compact care să prezinte etanșeitate față de apă este prima măsură anticorosivă eficace și se poate realiza printr-un control îngrijit al granulației. De asemenea, este necesară respectarea dimensiunilor acoperirilor minime de beton ale armăturilor.

PROTECȚIA CATODICĂ A ARMĂTURILOR DE BETON PRECOMPRIMAT

Diagrama lui Pourbaix indică pentru fier o zonă de imunitate în care coroziunea nu mai este posibilă. Aceasta se obține, după cum s-a arătat, prin aplicarea protecției catodice, în care caz oțelul rămîne cu ușurință în această arie.

Trebuie observat că, la betonul armat sau precomprimat, această metodă se aplică în mod curativ, pentru rezolvarea unor situații în care au apărut deficiențe produse de coroziune.

Răspîndirea generală a procedeului este mai puțin indicată, întrucît aceasta poate împiedica eforturile depuse pentru obținerea de betoane turnate, de bună calitate, care să prezinte o protecție proprie.

Este semnificativă următoarea tabelă, din care rezultă relația dintre sarcina de desprindere a unei bare de oțel din beton în funcție de potențialul electrochimic:

Forța electromotoare (V)	Curent (A)	Potențialul electrochimic (V)	Sarcina de desprindere (t)
0	0	—	1,44
0	0	—	1,68
1,2	0,05	−0,84	2,32
3,6	7	−1,05	2,62
9,6	20	−1,10	0,70
12	28	−1,10	0,46

Potențialul la care corespunde sarcina maximă de desprindere este cuprins între (−0,8V)÷(−1,05V).

Pe măsură ce potențialul depășește −1,05 V, acumularea de hidrogen pe suprafața barei slăbește aderența față de beton.

Din această cauză este necesară prudență la aplicarea protecției catodice la armătura de beton precomprimat, liniile de curent trebuind repartizate cît mai uniform pentru a evita densități prea mari de curent.

PROTECȚIA CATODICĂ A REZERVOARELOR DE BETON PRECOMPRIMAT DE LA U.F.S. SĂVINEȘTI

În cadrul U.F.S. Săvinești funcționează două rezervoare îngropate pentru alimentarea cu apă de 2 000 m³ capacitate fiecare, construite

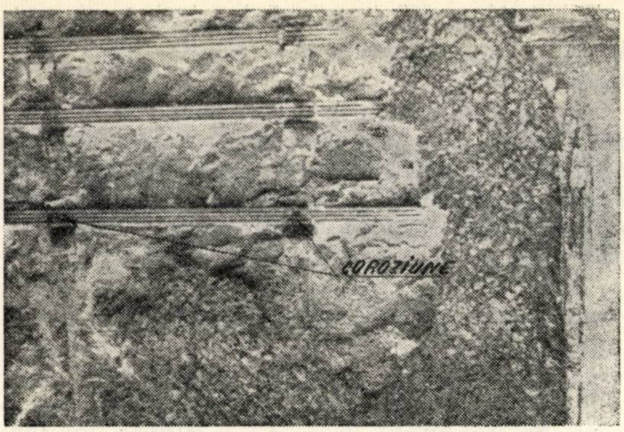


Fig. 4. Coroziune apărută sub plăcuţele de tablă

din beton precomprimat. Armătura de precomprimare a fost alcătuită din fascicule 4 Ø 5 mm postîntinse prin batere pe suprafaţa tronconică a rezervorului. La operaţia de pretensionare, efectuată prin batere cu ciocanul, s-au montat plăcuţe de tablă zincată din 50 în 50 cm, care aveau rolul de a proteja armătura împotriva loviturilor de ciocan. După o funcţionare de 9 ani s-a constatat coroziunea acestei armături, în special în zonele de sub plăcuţele menţionate. S-a observat, de asemenea, că în unele locuri de pe suprafaţa rezervoarelor, stratul de torcret a fost distrus, iar sîrmele în contact direct cu solul erau apreciabil corodate.

Fenomenul ce a condus la formarea celulelor galvanice şi care a generat coroziunea s-a datorat diferenţei de potenţial între suprafaţa oţelului în contact cu mediul alcalin al betonului (—0,2 V) şi suprafaţa oţelului de sub plăcuţe ce nu intră în contact cu acest mediu (— 0,5 V). Zona de sub plăcuţe, cu un caracter mai pronunţat electronegativ, a devenit zonă anodică şi s-a corodat.

Acelaşi fenomen a avut loc şi la apariţia coroziunii la sîrmele ce au intrat în contact direct cu solul, pe anumite porţiuni, ce prezentau defecţiuni ale torcretului. Aceste suprafeţe au devenit zone anodice datorită caracterului pronunţat electronegativ ce l-au obţinut în contact cu solul faţă de suprafaţa sîrmelor în contact cu betonul.

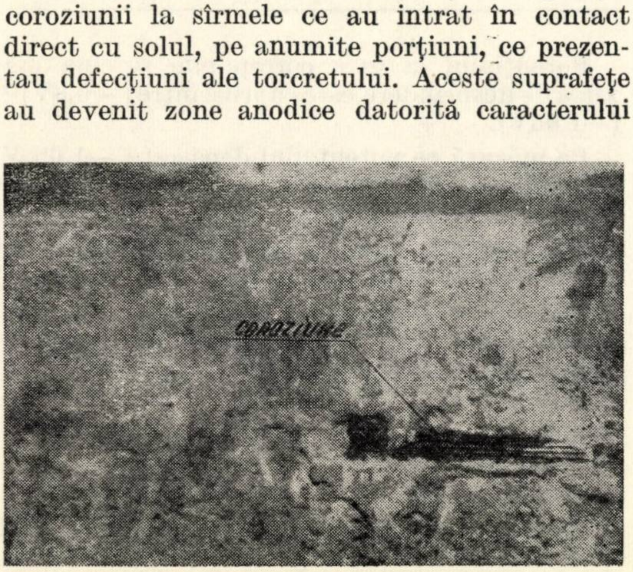


Fig. 5. Coroziune datorită aplicării defectuoase a torcretului

În figurile 4 şi 5 se pot observa fenomenele de coroziune descrise mai sus.

Starea în care a apărut armătura metalică a rezervoarelor impunea rezolvarea unei probleme majore, întrucît de funcţionarea rezervoarelor de apă era legată funcţionarea procesului tehnologic la Uzinele de fibre sintetice Săvineşti.

S-au efectuat numeroase sondaje, prin săpături, pînă la baza rezervoarelor, înlăturîndu-se stratul de torcret pentru a se analiza starea sîrmelor tensionate.

Cercetările la faţa locului au permis să se tragă unele concluzii asupra caracterului distructiv al coroziunii.

Astfel, penetraţia produsă de coroziune în zonele cele mai corodate era de 1 mm, corespunzînd unei viteze de coroziune de 0,1 mm/an, ceea ce nu punea în pericol funcţionarea rezervoarelor în prezent, însă impunea urgente măsuri pentru viitor.

Pentru rezolvarea problemei s-au luat în discuţie două soluţii :

— O soluţie constructivă care ar înlocui armătura pretensionată existentă, cu defecţiunile de coroziune menţionate, cu o altă armătură pretensionată la care să se evite cauzele care au provocat coroziunea.

Soluţia implică o execuţie relativ complicată şi cuprinde : realizarea unei tranşee pe tot perimetrul rezervoarelor pînă la nivelul de fundare, decaparea stratului de torcret, rebobinarea şi tensionarea armăturilor noi, retorcretarea rezervorului şi umplerea tranşeelor.

De asemenea este necesar să se demoleze şi să se reconstruiască construcţia camerei vanelor pentru a permite bobinarea şi tensionarea armăturilor.

— O soluţie de protecţie electrochimică care să oprească procesul de coroziune la stadiul actual prin aplicarea protecţiei catodice.

Această soluţie implică o execuţie relativ simplă, fără să se scoată din funcţiune rezervorul, necesitînd în schimb o supraveghere periodică a instalaţiei de protecţie.

În ceea ce priveşte costul comparativ al celor două soluţii, se precizează că soluţia constructivă costă dublu faţă de soluţia cu protecţie catodică.

Comparîndu-se avantajele celor două soluţii, s-a hotărît aplicarea protecţiei catodice, care interesa şi pentru motivul că nu scotea din funcţiune rezervorul de apă, condiţie deosebit de importantă pentru beneficiar.

O instalaţie de protecţie catodică cuprinde în principal trei elemente :

— o sursă de curent continuu formată în general din redresori cu seleniu;

— prizele anodice formate din fier, grafit sau fontă silicioasă ;

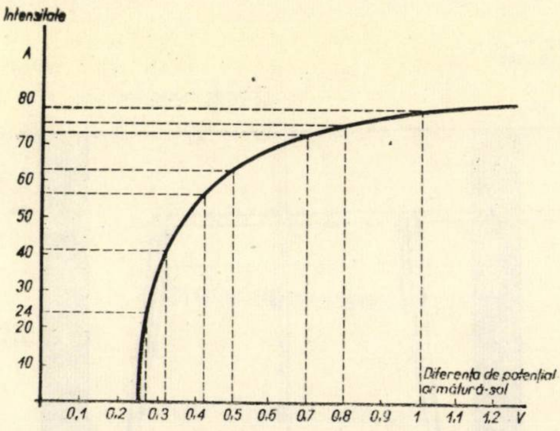


Fig. 6. Variația potențialului armăturii rezervoarelor în raport cu intensitatea stației de injecție

— prizele de măsurare a potențialului armătură-sol.

Proiectarea instalației de protecție catodică la rezervoarele din beton precomprimat s-a realizat în urma aplicării unei protecții catodice de probă cu o stație mobilă de protecție catodică. Efectuarea montajului de probă a fost ușurată și datorită lucrărilor ce s-au efectuat pentru a se constata defecțiunile produse de coroziune la rezervoare. Cu ocazia degajării rezervoarelor s-au montat la armătură prize de măsurare formate din conductori de cupru prelungiți pînă la sol.

De asemenea, s-au legat la armătură cablurile pentru injecția curentului catodic.

Drept priză anodică au fost folosite, la probele de negativare a armăturii, prizele existente de punere la pămînt din incinta uzinei.

Sursa de curent continuu a fost formată din redresori cu seleniu montați pe un auto-atelier și alimentați cu energie din rețeaua electrică interioară. Redresorii cu seleniu, de fabricație „Electromagnetica" tip RS 7814 A, au fost montați în paralel, borna pozitivă fiind legată la priza de pămînt, iar borna negativă la armătură.

Măsurîndu-se curentul necesar pentru scăderea potențialului armătură-sol, s-a obținut curba de polarizare în formă de parabolă (fig. 6).

Obținerea potențialului de protecție a armăturii, — 0,82 V, deci o scădere a potențialului cu 0,6 V, de la — 0,2 V la — 0,8 V, s-a realizat cu un curent de 75 A pentru fiecare rezervor.

Pe baza datelor obținute cu stația de încercare s-a trecut la proiectarea unei stații de protecție catodică cu caracter definitiv.

O condiție importantă de care s-a ținut seamă la întocmirea proiectului a fost asigurarea unui potențial de protecție cît mai uniform pe armătura metalică prin montarea prizelor anodice în mod simetric.

Observațiile la fața locului au arătat că cea mai convenabilă amplasare a prizelor anodice este aceea în care două prize sînt așezate aproximativ în diagonală față de fiecare rezervor.

În total au fost amplasate patru prize care vor asigura un cîmp electric uniform pe toată suprafața rezervoarelor.

Pentru asigurarea unei distribuții uniforme a curentului s-au prevăzut cîte două puncte de injecție pentru fiecare rezervor în poziție diametral opusă, fiecare poziție avînd trei puncte de contact așezate pe verticală. Toate punctele de injecție au fost izolate cu bitum, pentru a evita o supranegativare în aceste zone.

Priza anodică a fost proiectată în formă verticală, executată prin foraj pînă la adîncimea de 20 m și formată din 10 anozi din fontă silicioasă.

După cum este cunoscut, anozii din fontă silicioasă (14 — 15 % Si) au proprietăți anticorosive care îi situează în categoria anozilor cu cel mai mic consum de metal, avînd o pierdere de numai 0,2 kg/A an, față de consumul anozilor din fier de 9,1 kg/A an.

Montarea anozilor din fontă silicioasă necesită însă unele măsuri speciale, întrucît fonta silicioasă are proprietăți casante care necesită o manipulare atentă. Din aceeași cauză legătura cablului cu anodul se realizează cu ajutorul plumbului, ca în figura 7.

Anozii de fontă silicioasă se montează într-un pat de cocs metalurgic cu granulație fină, avînd o rezistență scăzută, pentru a se realiza o trecere a curentului la pămînt constantă și cu pierderi minime.

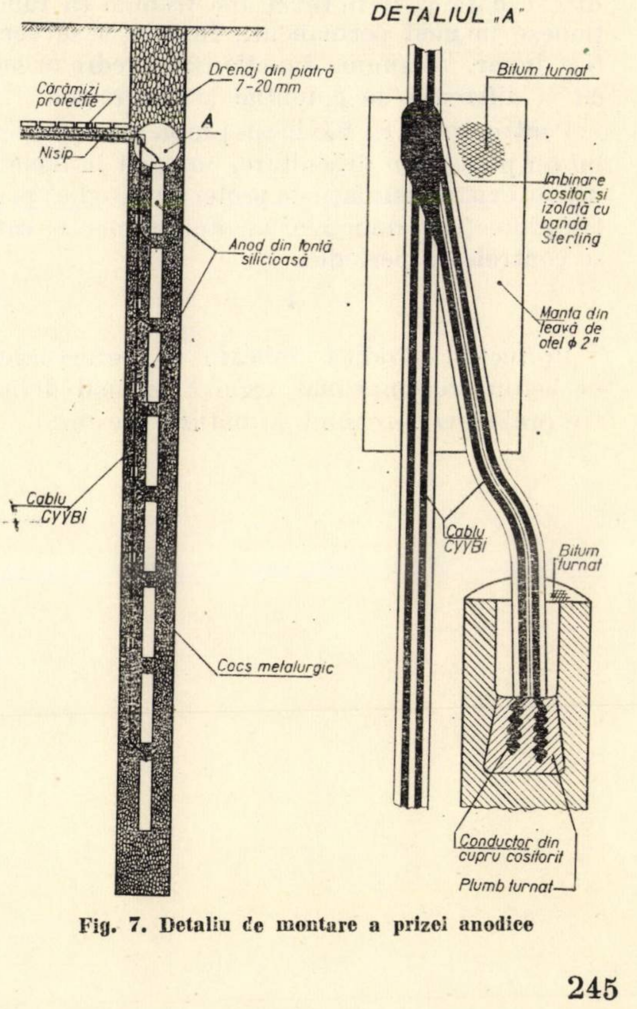

DETALIUL „A"
Cărămizi protecție
Nisip
Drenaj din piatră 7-20 mm
A
Anod din fontă silicioasă
Cablu CYYBI
Cocs metalurgic
Bitum turnat
Îmbinare cositor și izolată cu bandă Sterling
Manta din țeavă de oțel ϕ 2"
Cablu CYYBI
Bitum turnat
Conductor din cupru cositorit
Plumb turnat

Fig. 7. Detaliu de montare a prizei anodice

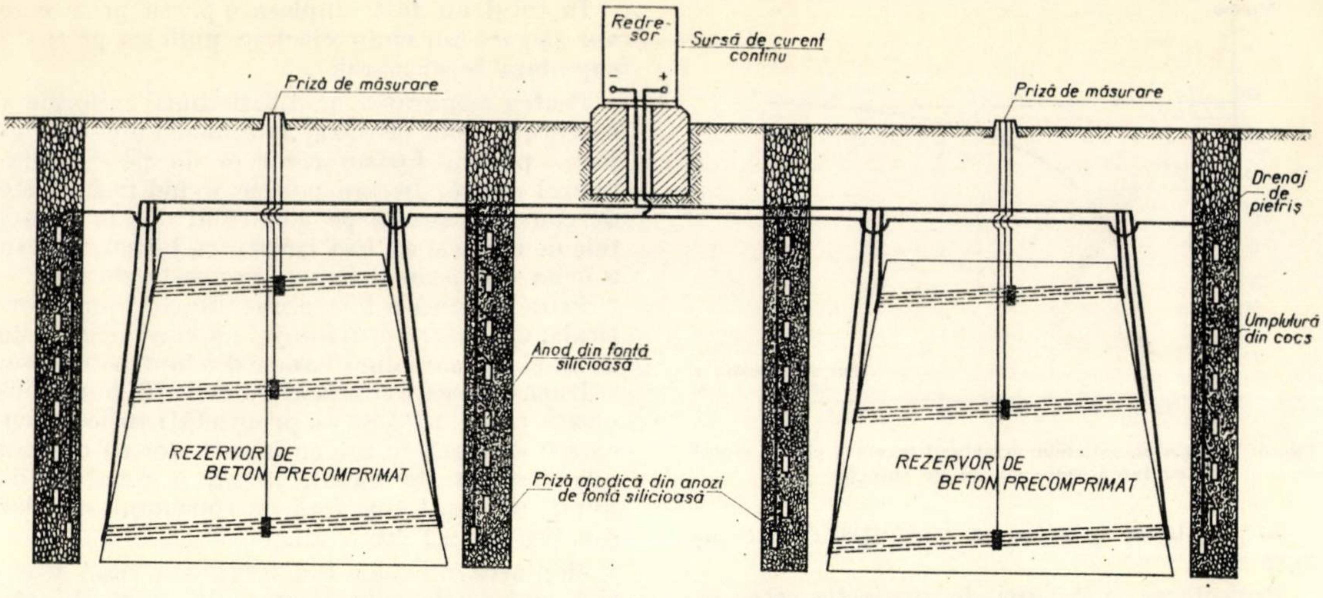

Redresor
Sursă de curent continu
Priză de măsurare
Priză de măsurare
Drenaj de pietriș
Umplutură din cocs
Anod din fontă silicioasă
REZERVOR DE BETON PRECOMPRIMAT
Priză anodică din anozi de fontă silicioasă
REZERVOR DE BETON PRECOMPRIMAT

Fig. 8. Schemă de protecție catodică a rezervoarelor de beton precomprimat

Celălalt element important al instalației de protecție catodică, sursa de curent, este format dintr-o baterie de redresori, cîte două bucăți montate în paralel pentru fiecare rezervor, de același tip ca cei folosiți la probele de protecție. Redresorii sînt montați într-o cabină metalică supraterană (fig. 8).

Menționăm că instalația de protecție catodică o dată pusă în funcțiune trebuie să funcționeze în mod permanent. Instalația se verifică lunar, și anume funcționarea redresorilor, cît și diferența de potențial armătură-sol.

Pentru U. F. S. Săvinești problema controlului nu prezintă o dificultate, întrucît în incinta uzinei există instalații de protecție catodică pentru protecția conductelor de oțel îngropate, care se controlează periodic.

*

Protecția catodică aplicată la rezervoarele de beton precomprimat rezolvă în mod definitiv problema coroziunii armăturii acestora.

Este însă necesar să se urmărească funcționarea instalației de protecție catodică la parametrii indicați, pe toată durata funcționării rezervoarelor.

Protecția catodică la armăturile din beton armat și precomprimat s-a aplicat în numeroase cazuri descrise de literatura de specialitate din străinătate. Este de subliniat faptul că la noi în țară se aplică pentru prima dată, rezultatele măsurătorilor fiind în concordanță cu cele din literatura de specialitate.

Bibliografie

[1] — Pourbaix M. : *Atlas of Electrochemical Equilibrium.* New York, Pergamon Press, 1963.

[2] — Alekseev C. N. : *Korroziia i zascita armaturî v betone.* Moskva, Izdatelstvo literaturî po stroitelstvu, 1968.

[3] — Ghircoiaș T. și Marin E. : *Protecția catodică a conductelor de alimentare cu apă.* Hidrotehnica nr. 10, 1963.

[4] — Baekmann W. : *Proiectare tehnică și economică a protecției catodice.* Gas — Ergas, 29, 1965.

[5] — Franquin I. : *Protecția contra coroziunii a conductelor de beton precomprimat.* Corrosion Technology, nr. 3, 1965.

Aspecte actuale privind comportarea inelastică a structurilor supuse acțiunii seismice

Ing. Florin-Ermil Dabija
ISCAS – București

1. INTRODUCERE. PROBLEMA ASIGURĂRII PROTECȚIEI ANTISEISMICE A STRUCTURILOR

Datele statistice arată că în lumea contemporană cutremurele de pămînt continuă să provoace în fiecare an un număr impresionant de victime, precum și pagube materiale considerabile. Efectele distrugătoare ale seismelor nu se limitează numai la pierderile imediate de vieți omenești și de bunuri materiale, ci se fac de obicei simțite timp îndelungat în toate domeniile de activitate ale țărilor afectate.

Importanța problemei asigurării protecției antiseismice a căpătat în prezent o deplină recunoaștere pe plan mondial. Avînd drept scop general evitarea sau — cel puțin — limitarea cît mai strictă a efectelor distructive ale cutremurelor, în ultimii ani s-au organizat acțiuni tot mai ample privind dezvoltarea studiilor și cercetărilor, adîncirea specializării și cooperării pe plan național și internațional a tuturor factorilor interesați și efectuarea unui schimb intens de informații în acest domeniu.

Perfecționarea continuă a mijloacelor de investigare și exploatarea — cu ajutorul calculatoarelor electronice cu performanțe ridicate — a rezultatelor teoretice și experimentale obținute, oferă în prezent posibilitatea de principiu a determinării modului în care o structură se comportă sub acțiunea unei excitații exterioare. Pentru a putea proiecta în mod adecvat o construcție rezistentă la cutremur este necesar să se obțină în prealabil informații de bază cu privire la: caracteristicile mișcării seismice, caracteristicile dinamice ale structurii, interacțiunea dintre construcție și terenul de fundație. Cu toate progresele înregistrate în ultima vreme, natura deosebit de complexă a fenomenelor seismice obligă încă pe ingineri să accepte numeroase aproximații în evaluarea acestor date inițiale indispensabile unei analize științifice.

Dificultăți serioase se ridică în primul rînd în calea anticipării cît mai corecte a caracterului și intensității cutremurelor viitoare probabile care vor acționa asupra unei construcții situate pe un amplasament dat. De asemenea, mărimea parametrilor dinamici ai structurii și — mai ales — variația lor în timpul mișcării seismice nu pot fi deocamdată determinate decît cu un oarecare grad de aproximare, acceptînd anumite ipoteze simplificatoare. În sfîrșit, introducerea într-un proces de calcul a proprietăților vibratorii ale terenului de fundație și a modului real în care se manifestă interacțiunea dintre acesta și structură constituie încă o problemă care își așteaptă rezolvarea.

Deși în stadiul actual al cunoștințelor nu apare încă posibilă aplicarea unei metode riguroase de analiză a structurilor destinate să reziste acțiunii seismice, aceasta nu înseamnă cîtuși de puțin că nu se pot întocmi proiecte și realiza construcții care să dea satisfacție și din acest punct de vedere. Comportarea de detaliu a unei anumite structuri supuse acțiunii unui eventual cutremur nu poate fi anticipată cu exactitate, însă supraviețuirea construcției poate fi asigurată, iar gradul de avariere delimitat cu suficientă precizie.

În ultima perioadă s-au făcut pași remarcabili pe calea clarificării comportării reale a construcțiilor în timpul cutremurelor. Perfecționarea tehnicii înregistrării mișcărilor seismice, dezvoltarea metodologiei de utilizare a spectrelor seismice de răspuns, aplicarea procedeelor matematice moderne la calculul dinamic al structurilor, utilizarea pe scară largă a calculatoarelor electronice, îmbogățirea datelor experimentale asupra comportării materialelor și elementelor structurale la solicitări dinamice sînt principalele coordonate care dirijează proiectarea antiseismică actuală.

Unul dintre cele mai importante aspecte puse în evidență de studiile și cercetările recente și care este considerat absolut indispensabil unei proiectări raționale constă în analizarea comportării inelastice a structurilor supuse mișcărilor seismice intense. Această analiză, bazată pe considerarea comportării reale a construcției și urmărind utilizarea cît mai eficientă a capacității de absorbție a energiei introduse de cutremur în structură, apare în prezent ca un element fundamental în concepția modernă de asigurare a protecţiei antiseismice. Atenţia care trebuie acordată acestei probleme este în mod deosebit justificată în cazul clădirilor înalte moderne, al căror sistem structural este obligat să asigure practic întreaga rezistenţă la forţe laterale şi întreaga capacitate de înmagazinare a energiei, ca urmare a tendinţei de limitare la minimum a elementelor nestructurale.

Articolul de faţă are un caracter de informare generală, urmărind să facă o succintă trecere în revistă a principalelor probleme legate de comportarea inelastică a structurilor supuse acţiunii cutremurelor, prezentînd modul de abordare a diverselor aspecte ale acestor probleme, ipotezele şi schematizările utilizate în mod curent, şi subliniind cele mai semnificative concluzii obţinute în această direcţie.

2. NECESITATEA ANALIZĂRII COMPORTĂRII INELASTICE A STRUCTURILOR

Utilizînd datele furnizate de seismogramele înregistrate în timpul unor cutremure cu intensitate ridicată, s-au calculat cu ajutorul teoriei dinamicii structurilor forţele laterale care ar fi acţionat asupra construcţiilor în ipoteza comportării perfect elastice a acestora. Rezultatele obţinute au arătat în mod neîndoielnic faptul că mărimea forţelor astfel determinate ar fi întrecut cu mult valorile calculate pe baza coeficienţilor seismici indicaţi de prescripţii şi aplicaţi efectiv la proiectarea structurilor. Cu toate acestea, majoritatea construcţiilor realizate conform prescripţiilor tehnice şi care au trecut printr-un cutremur puternic, nu au prezentat avarii a căror natură şi gravitate să corespundă situaţiei în care forţele laterale seismice ar fi atins valorile obţinute printr-un calcul elastic. Mai mult încă, numeroase clădiri vechi a căror rezistenţă la forţe laterale era considerabil mai mică decît cea cerută de prescripţiile moderne, au făcut faţă unor cutremure îndeajuns de puternice, prezentînd avarii relativ reduse.

Această neconcordanţă între rezultatele analizei elastice şi efectele reale observate nu poate fi pusă numai pe seama unei eventuale supradimensionări a structurii şi a aportului elementelor nestructurale la rezistenţa construcţiei la forţe laterale. Ea evidenţiază în primul rînd faptul că în timpul mişcărilor seismice intense structurile sînt în general departe de o comportare perfect elastică şi că există şi alte posibilităţi de disipare a energiei introduse de cutremur, mult mai importante decît amortizarea obişnuită. Deşi o serie de alţi factori contribuie de asemenea la aceasta, absorbţia energiei este legată într-o măsură covîrşitoare de comportarea inelastică a structurii.

Pentru a supravieţui unui cutremur violent, construcţia trebuie să absoarbă întreaga energie introdusă, fără a depăşi gradul de avariere considerat acceptabil în condiţiile date. În fiecare moment bilanţul energetic se prezintă astfel: energia totală introdusă de cutremur — energia restituită de structură terenului = energia cinetică (de mişcare a masei) + energia potenţială (de deformare elastică) + energia absorbită prin amortizare obişnuită + energia absorbită prin deformare inelastică. În final, întreaga energie urmează să fie disipată prin amortizare liniară şi prin deformare inelastică, atît de către elementele structurii cît şi de cele nestructurale.

În prezent este recunoscut faptul că structurile supuse mişcărilor seismice puternice pot suporta în general deformaţii apreciabile în domeniul plastic. Materialul intră în curgere sau fisurează, absorbind o parte importantă a energiei prin deformaţia inelastică corespunzătoare. În acest mod se evită acumularea continuă a energiei care ar fi necesară pentru atingerea mărimii răspunsului dinamic indicat de analiza elastică.

Deformarea inelastică a structurii constituie factorul primordial de limitare a mărimii forţelor laterale dezvoltate în timpul unui cutremur puternic. Acest fapt este luat în general în consideraţie sub o formă oarecum empirică în prescripţiile de proiectare, prin aplicarea unor asemenea valori ale coeficienţilor seismici de calcul care nu îi permit structurii să reziste pur elastic mişcărilor seismice de intensitate ridicată. Deşi o serie de recomandări urmăresc să evite cedările de natură casantă, în general nu apare în mod explicit în prescripţii preocuparea pentru asigurarea unei capacităţi adecvate de absorbţie a energiei pe baza deformării inelastice a structurii.

Analiza comportării inelastice a structurilor supuse acţiunii seismice reprezintă un domeniu relativ nou. Studiile şi cercetările de pînă acum au permis obţinerea unor rezultate interesante şi de utilitate certă pentru proiectare. Cu toate acestea, complexitatea deosebită a problemei, dificultăţile legate de separarea numeroşilor parametri implicaţi şi de tratarea matematică a comportării inelastice, nu au permis încă să se ajungă la clarificarea tuturor aspectelor şi să se stabilească o concordanţă deplină între diversele rezultate. Sînt necesare ample investigaţii în continuare, astfel încît să se poată pune la dispoziţia proiectării un procedeu general de calcul, care să ofere un grad de precizie satisfăcător şi care să se încadreze totodată în bugetul de timp de care se dispune în mod curent.

3. UNELE CONSIDERAŢII ASUPRA TIPURILOR DE SISTEME NELINIARE

În vederea efectuării unei analize a comportării inelastice a structurilor este necesar să se definească diagrama caracteristică exprimînd relaţia dintre forţă şi deplasare (sau dintre moment şi curbură) pentru sistemul structural în cauză. Numărul sistemelor neliniare posibile este suficient de mare, astfel încît pentru scopurile practice apare indicat să se recurgă la anumite simplificări și reprezentări schematizate.

Cercetările experimentale au arătat că diagrama reală forță-deformație a unui element structural prezintă în general o ramură elastică, urmată de o curbă de tranziție care conduce la o ramură plastică. Din punct de vedere matematic, o astfel de diagramă poate fi convenabil exprimată cu ajutorul unei funcții de tip Ramberg — Osgood:

$$\frac{x}{x_c} = \frac{Q}{Q_c} + \alpha \left(\frac{Q}{Q_c}\right)^{\beta}$$

în care x și Q reprezintă valoarea deplasării, respectiv a forței la un moment dat, x_c și Q_c reprezintă mărimea deplasării, respectiv a forței caracteristice (de plastificare), α este o constantă pozitivă subunitară, iar β este un parametru pozitiv cu valoare supraunitară. Cîteva din curbele definite de funcția de mai sus sînt arătate în figura 1. Ele includ și cazurile extreme: sistem elastic liniar ($\alpha = 0$; β are o valoare finită) și sistem elasto-plastic ($\beta = \infty$).

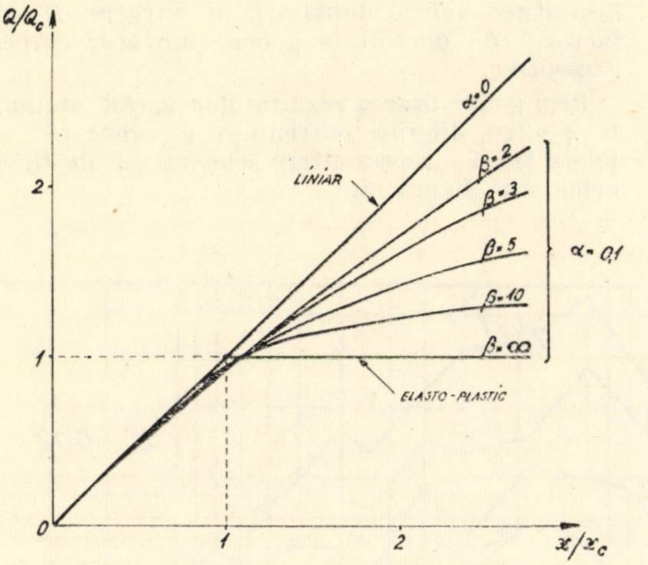


Fig. 1. Diagrame forță — deformație exprimate prin funcții de tip Ramberg — Osgood

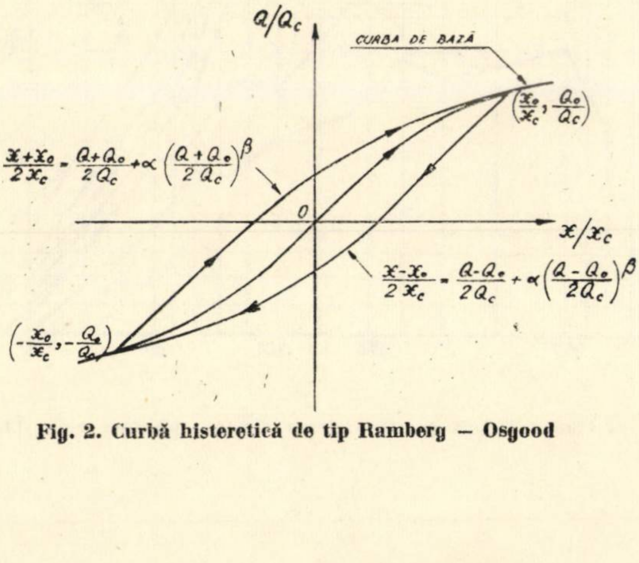

Q/Q_c
CURBA DE BAZĂ
$\left(\frac{x_0}{x_c}, \frac{Q_0}{Q_c}\right)$
$\frac{x+x_0}{2x_c} = \frac{Q+Q_0}{2Q_c} + \alpha\left(\frac{Q+Q_0}{2Q_c}\right)^{\beta}$
0
x/x_c
$\frac{x-x_0}{2x_c} = \frac{Q-Q_0}{2Q_c} + \alpha\left(\frac{Q-Q_0}{2Q_c}\right)^{\beta}$
$\left(-\frac{x_0}{x_c}, -\frac{Q_0}{Q_c}\right)$

Fig. 2. Curbă histeretică de tip Ramberg — Osgood

Un interes aparte pentru analiza structurilor îl prezintă sistemul inelastic histeretic cu deformații reversibile. Comportarea histeretică a sistemului neliniar în forma sa generală este exprimată de ecuația (figura 2):

$$\frac{x - x_0}{2x_c} = \frac{Q - Q_0}{2Q_c} + \alpha \left(\frac{Q - Q_0}{2Q_c}\right)^{\beta}$$

în care $\left(\frac{x_0}{x_c}, \frac{Q_0}{Q_c}\right)$ reprezintă punctul de schimbare de sens a încărcării.

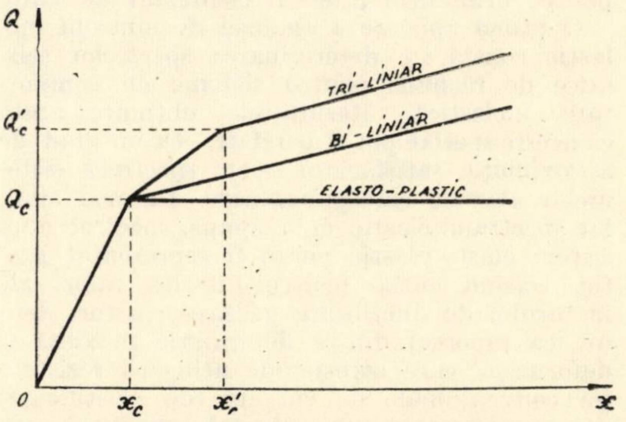


Fig. 3. Diagrame forță — deformație simplificate, utilizate curent în calculele practice

Pentru a putea utiliza funcția generală de tip Ramberg — Osgood este necesară precizarea mărimii parametrilor care o definesc, operație care se lovește de o serie de dificultăți atît din punct de vedere teoretic, cît — mai ales — sub aspectul rezolvărilor cu caracter aplicativ. În majoritatea cazurilor practice se recurge de aceea la diagrame simplificate de tip elasto-plastic, biliniar sau (mai rar) triliniar (figura 3). După cum au dovedit cercetările efectuate, aceste diagrame simplificate pot aproxima în condiții satisfăcătoare comportarea reală a structurilor. Analiza sistemelor elasto-plastice și a celor bi sau triliniare permite de asemenea alcătuirea relativ mai ușoară a programelor pentru calculatoarele electronice cifrice sau analogice.

4. ANALIZA RĂSPUNSULUI INELASTIC

O caracteristică comună a problemelor legate de comportarea inelastică a structurilor constă în aceea că nu este posibilă obținerea răspunsului la acțiunea seismică printr-un calcul matematic direct. În general este necesară aplicarea unui procedeu de calcul în etape succesive, care poate fi efectuat convenabil numai cu ajutorul calculatorului electronic. Procedeul general constă în repetarea operațiilor de mai jos pentru fiecare interval elementar de timp Δt, pe întreaga durată a cutremurului considerat:

— evaluarea rigidității pe baza forțelor laterale aplicate structurii la începutul intervalului de timp;

— calculul modificărilor deplasărilor elastice, admiţînd o variaţie liniară a acceleraţiei seismice pe durata intervalului elementar de timp;

— determinarea deformaţiei totale, prin însumarea mărimii deplasării de la începutul intervalului de timp cu creşterea deplasării înregistrate pe durata intervalului respectiv;

— calculul forţelor laterale care acţionează asupra structurii, pe baza deformaţiei totale corespunzătoare;

— determinarea coeficienţilor de rigiditate pentru următorul interval elementar de timp.

O primă aplicare a analizei răspunsului inelastic constă în determinarea spectrelor seismice de răspuns pentru sisteme cu comportare inelastică. Rezultatele obţinute arată că aceste spectre pot fi corelate—cu un grad de aproximaţie satisfăcător — cu spectrele sistemelor elastice corespunzătoare. În mod similar spectrului elastic de răspuns, spectrul unui sistem elasto-plastic poate fi reprezentat grafic, trasînd curbe pentru diferite valori ale factorului de ductilitate μ. Acest factor, definit ca raportul dintre deformaţia maximă şi deformaţia care corespunde atingerii rezistenţei convenţionale de curgere (de plastificare) pentru elementul sau sistemul structural considerat, reprezintă un parametru de importanţă majoră în analiza inelastică.

În figura 4 este reprezentat — pentru exemplificare — spectrul de răspuns (uneori denumit şi spectru de deformaţie) la acţiunea cutremurului din El Centro (18 mai 1940), calculat pentru un sistem elasto-plastic avînd amortizarea egală cu 2% din valoarea critică. Reprezentarea este făcută utilizînd scara logaritmică. Variaţia factorului de ductilitate este cuprinsă între 1 (sistem elastic) şi 10. Acest grafic cuprinde pe axa absciselor frecvenţa mişcării vibratorii neamortizate f (cicluri/s), pe axa ordonatelor raportul dintre pseudo-viteza sistemului V şi viteza maximă a bazei supuse excitaţiei seismice ($\dot{x}_0$), pe scara oblică din stînga raportul dintre deformaţia de curgere a sistemului (D_c) şi deplasarea maximă a bazei (x_0), iar pe scara oblică din dreapta raportul dintre pseudo-acceleraţia sistemului (A) şi acceleraţia maximă a bazei ($\ddot{x}_0$).

Pseudo-viteza V şi pseudo-acceleraţia A sînt definite în acest caz de relaţiile:

$$V = \omega \cdot D_c$$

$$A = \omega^2 \cdot D_c$$

ω fiind frecvenţa circulară a mişcării vibratorii (rad/s).

Mărimea deplasării totale se obţine prin înmulţirea valorii deplasării de curgere D_c cu factorul de ductilitate μ corespunzător curbei respective.

Prin generalizarea rezultatelor astfel obţinute pentru diferite cutremure înregistrate se poate trasa o reprezentare schematică de tipul celei din figura 5.

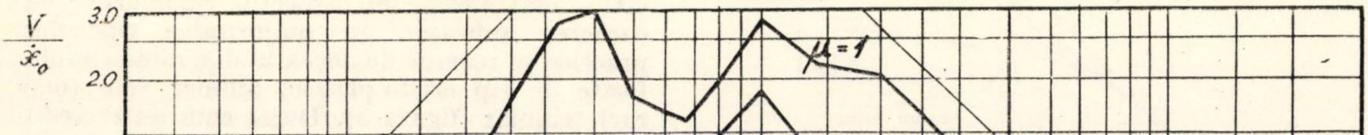


Fig. 4. Spectrul de răspuns (de deformaţie) al cutremurului din El Centro (1940) pentru sisteme elasto – plastice (conf. [14])

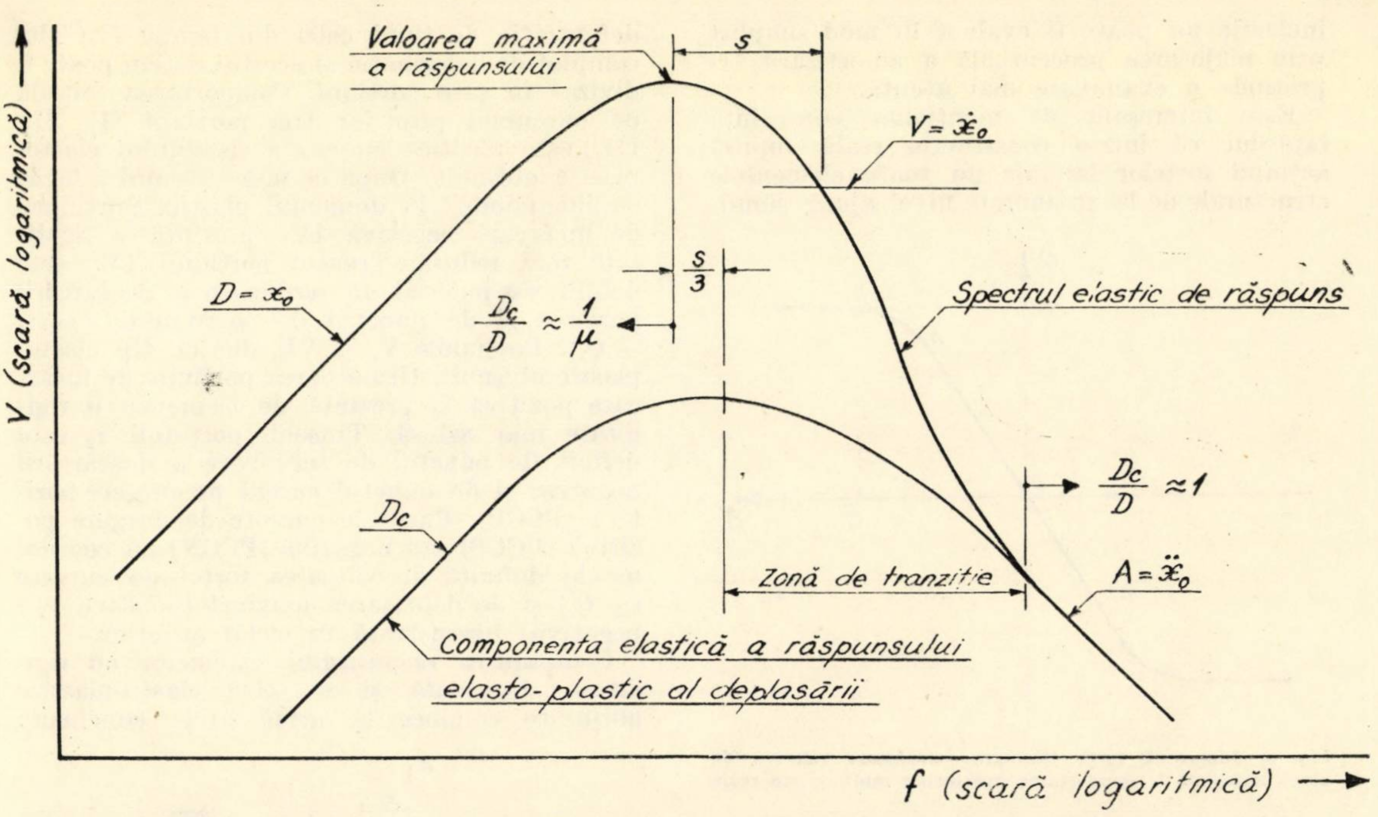

Valoarea maximă a răspunsului
S
V = ẋ₀
S/3
D = x₀
Dc/D ≈ 1/μ
Spectrul elastic de răspuns
Dc
Dc/D ≈ 1
Zonă de tranziție
A = ẍ₀
Componenta elastică a răspunsului elasto-plastic al deplasării
V (scară logaritmică)
f (scară logaritmică)

Fig. 5. Reprezentare schematică generalizată a spectrului de răspuns (de deformație) pentru sisteme elasto – plastice (conf. [14])

Concluziile care se desprind din cercetarea acestor spectre pot fi exprimate sub aspect calitativ după cum urmează:

— în gama frecvențelor joase, deplasarea totală este aproximativ aceeași atît pentru sistemul elasto-plastic cît și pentru cel elastic corespunzător (adică avînd aceeași frecvență proprie și același grad de amortizare);

— în gama frecvențelor medii, viteza și — implicit — energia totală absorbită sînt aproximativ aceleași pentru ambele sisteme;

— în gama frecvențelor înalte, accelerația și — implicit — forța sînt aproximativ aceleași pentru ambele sisteme.

Urmărind stabilirea unei corelații între spectrul de răspuns elasto-plastic și cel elastic corespunzător, prin aplicarea unor criterii de echivalare deduse pe baza constatărilor de mai sus, se ajunge la următoarele valori aproximative ale raportului dintre mărimea răspunsului elasto-plastic și cea a răspunsului elastic:

Gama frecvențelor	$\frac{D_{\text{elasto-plastic}}}{D_{\text{elastic}}}$	$\frac{A_{\text{elasto-plastic}}}{A_{\text{elastic}}}$
— joase	1	$1/\mu$
— medii	$\mu/\sqrt{2\mu-1}$	$1/\sqrt{2\mu-1}$
— înalte	μ	1

Studiile efectuate asupra sistemelor cu comportare elasto-plastică, avînd rezistențe de curgere diferite, permit formularea următoarelor concluzii cu caracter general:

Valoarea maximă a răspunsului dinamic scade odată cu micșorarea rezistenței de curgere a sistemului, pînă ce această rezistență atinge un anumit nivel, sub care micșorarea sa în continuare are ca efect creșterea răspunsului. În cazul cutremurului din El Centro (1940), valoarea optimă astfel determinată pentru rezistența de curgere corespunde unui coeficient seismic de circa 0,10 la sistemele flexibile, respectiv 0,20 la cele rigide. Micșorarea rezistenței de curgere nu este — în general — însoțită de creșterea valorii deplasării maxime, cît timp această rezistență nu coboară sub un anumit nivel. Pentru cutremurul sus-menționat, acest nivel a fost calculat ca fiind corespunzător coeficientului seismic de circa 0,06. Precizarea aspectelor cantitative ale acestor rezultate necesită însă noi investigații în continuare.

Efectul general al comportării inelastice, manifestat prin reducerea mărimii forțelor laterale pentru proiectarea structurii, apare ca fiind similar amortizării vîscoase. Cu toate acestea, din compararea curbelor spectrale de răspuns se observă că eficacitatea relativă a acestor factori se manifestă diferit în diversele regiuni ale spectrului. În gama frecvențelor joase, unde influența amortizării vîscoase este aproape neglijabilă, aportul comportării inelastice este foarte important. Această observație atrage atenția asupra faptului că efectul răspunsului inelastic nu poate fi evaluat în mod simplist prin majorarea procentuală a amortizării, ci pretinde o examinare mai atentă.

Este interesant de menţionat consecinţa faptului că într-o construcţie reală supusă acţiunii forţelor laterale nu toate elementele structurale de la un anumit nivel ajung simultan la curgere. Chiar admiţînd pentru fiecare element în parte o comportare perfect elasto-plastică, diagrama forţă tăietoare — deplasare relativă a nivelului capătă aspectul din figura 6.

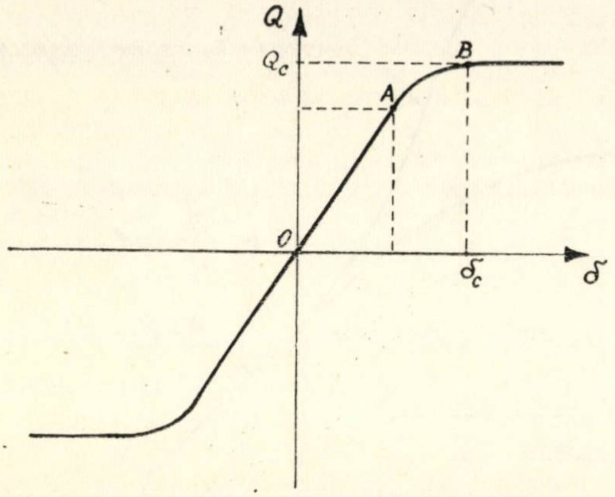


Fig. 6. Diagramă forţă tăietoare — deplasare relativă de nivel, apropiată de comportarea structurilor multietajate reale

În porţiunea cuprinsă între punctele A şi B ale curbei are loc plastificarea succesivă a elementelor structurale ale nivelului, acţiunea plastică integrală dezvoltîndu-se numai după depăşirea punctului B. Aria $OAB\ \delta_c$ reprezintă energia absorbită înainte de începerea acţiunii plastice integrale la nivelul respectiv. Cît timp structura nu depăşeşte punctul B al diagramei de mai sus, ea este considerată ca avînd o comportare elastică. Ca atare, energia disipată prin plastificarea succesivă a diverselor elemente structurale în perioada premergătoare începerii fazei plastice integrale este inclusă în mod convenţional în amortizarea vîscoasă echivalentă, putînd avea un efect considerabil asupra comportării de ansamblu a structurii.

O altă problemă interesantă o constituie cercetarea comportării sistemelor structurale a căror rigiditate laterală suferă modificări ca urmare a parcurgerii unor cicluri succesive de deformare inelastică. Încercări efectuate pe modele la scară naturală ale unor subansambluri alcătuite din grinzi şi stîlpi de beton armat au arătat că rigiditatea efectivă a sistemului scade odată cu creşterea deformaţiei plastice provocată de acţiunea forţelor laterale. Această „degradare" a rigidităţii constituie un fenomen care trebuie avut în vedere la evaluarea comportării structurilor de beton armat.

Pe baza acestor încercări s-au întreprins studii asupra răspunsului sistemelor cu rigiditate degradată, utilizînd diagrame forţă — deformaţie de tipul celei din figura 7. Ciclul complet de deformaţie al acestui sistem poate fi divizat în şase porţiuni. Comportarea iniţială pe parcursul primelor trei porţiuni (I_1, II_1, III_1) este identică cu cea a sistemului elasto-plastic obişnuit. După ce însă sistemul a făcut o „incursiune" în domeniul plastic, porţiunea de încărcare negativă IV_1 prezintă o rigiditate mai redusă. Traseul porţiunii IV_1 este definit de punctul de terminare a descărcării pozitive şi de punctul de coordonate ($-x_c$, $-Q_c$). Porţiunile V_1 şi VI_1 sînt de tip elasto-plastic obişnuit. Următoarea porţiune de încărcare pozitivă I_2 prezintă de asemenea o rigiditate mai redusă. Traseul porţiunii I_2 este definit de punctul de terminare a descărcării negative şi de punctul curent de curgere pozitivă (PCCP). Punctele curente de curgere pozitivă (PCCP) sau negativă (PCCN) au coordonatele definite de valoarea forţei de curgere ($\pm Q_c$) şi de deplasarea maximă (pozitivă sau negativă) înregistrată în ciclul anterior.

Compararea răspunsului sistemelor cu rigiditate degradată şi a celor elasto-plastice obişnuite conduce la următoarele concluzii:

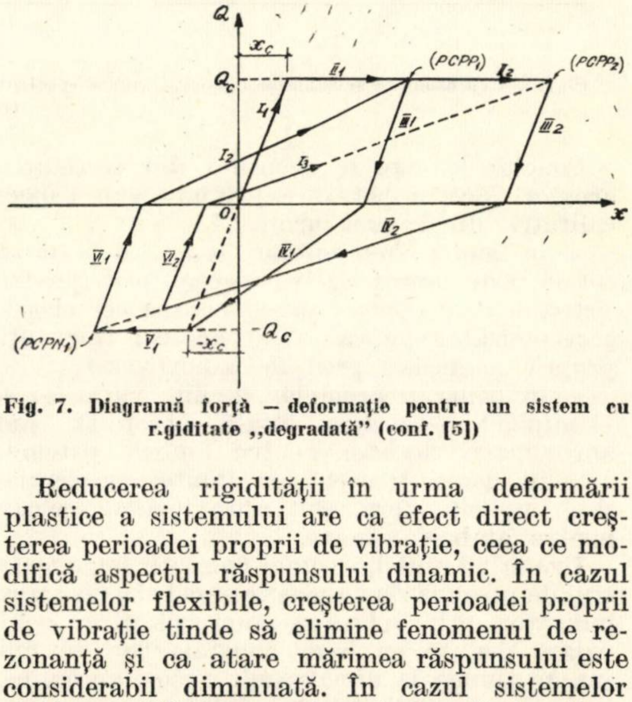


Fig. 7. Diagramă forţă — deformaţie pentru un sistem cu rigiditate „degradată" (conf. [5])

Reducerea rigidităţii în urma deformării plastice a sistemului are ca efect direct creşterea perioadei proprii de vibraţie, ceea ce modifică aspectul răspunsului dinamic. În cazul sistemelor flexibile, creşterea perioadei proprii de vibraţie tinde să elimine fenomenul de rezonanţă şi ca atare mărimea răspunsului este considerabil diminuată. În cazul sistemelor rigide, modificarea perioadei proprii de vibraţie nu pare să fie un factor important. Reducerea rigidităţii conduce însă la creşterea sensibilă a amplitudinii deplasărilor faţă de sistemul elasto-plastic obişnuit.

Cerinţele de ductilitate ale sistemelor cu rigiditate degradată diferă foarte puţin de cele observate la sistemele elasto-plastice obişnuite cu excepţia sistemelor foarte rigide ($T < 0{,}5$s).

5. ELEMENTE ALE UNEI CONCEPŢII MODERNE DE PROIECTARE ANTISEISMICĂ A STRUCTURILOR

Alegerea celui mai adecvat tip de structură şi proiectarea sa antiseismică trebuie să urmărească satisfacerea următoarelor cerințe principale:

— protecția împotriva avarierii în cazul acțiunii cutremurelor de intensitate moderată, care apar relativ frecvent;

— siguranța împotriva prăbușirii în cazul acțiunii unui cutremur violent, a cărui probabilitate de apariție este însă scăzută;

— protecția împotriva acumulării continue a avariilor structurale în eventualitatea unor cutremure succesive;

— posibilitatea efectuării fără dificultăți deosebite a reparațiilor și consolidărilor eventual necesare;

— protecția împotriva rănirii persoanelor atît în interiorul cît și în exteriorul construcției, din cauza avarierii elementelor nestructurale;

— evitarea senzației de nesiguranță a persoanelor aflate în interiorul construcției în timpul cutremurului.

Aceste obiective urmează să fie atinse acordînd desigur considerația cuvenită problemelor de funcționalitate, aspect, cost, rapiditate de execuție ș. a. și alegînd soluția optimă în condițiile date.

Studiile și cercetările efectuate în ultimii ani demonstrează că analiza inelastică reprezintă modul cel mai rațional de abordare a problemei rezistenței antiseismice a construcțiilor. Elementul esențial constă în acceptarea punctului de vedere potrivit căruia o structură trebuie să reziste fără avarii (sau, cel mult, cu unele degradări superficiale) mișcărilor seismice moderate, relativ frecvente, putînd de asemenea supraviețui fără avarii de natură catastrofală unui cutremur de mare intensitate, dar cu probabilitate de apariție scăzută. Gradul de avariere care poate fi admis în acest din urmă caz se evaluează pe baza considerentului că pierderea de vieți omenești sau de bunuri materiale deosebit de valoroase este inacceptabilă.

Luînd în considerare particularitățile activității seismice în diferitele regiuni ale globului, apare evident faptul că noțiunile de intensitate „moderată“ sau „puternică“, precum și cea de frecvență „scăzută“ sau „ridicată“ asociate cutremurelor, prezintă un caracter relativ. Aceste noțiuni trebuie interpretate numai prin prisma unei analize complexe a manifestărilor seismice înregistrate în regiunea în cauză, ținînd seama de aspectele probabilistice ale problemei.

În concepția modernă de proiectare apare necesară efectuarea a două analize distincte. Prima dintre acestea trebuie să asigure menținerea structurii în domeniul elastic, în cazul unui cutremur moderat. Cea de-a doua trebuie să confirme existența în structură a unei capacități suficiente de absorbție a energiei în eventualitatea unui cutremur puternic, apelînd la rezerva de rezistență oferită de comportarea inelastică. Această ultimă analiză urmează să pună în evidență existența unui coeficient de siguranță adecvat în raport cu distrugerea totală a construcției.

După cum reiese din aspectele prezentate anterior, factorul de ductilitate poate oferi o exprimare foarte bună a condițiilor pe care trebuie să le satisfacă o structură rezistentă la acțiunea seismică. Analiza răspunsului dinamic inelastic al unei structuri permite determinarea valorii necesare a factorului de ductilitate pentru fiecare element. În funcție de natura și de intensitatea excitației seismice considerate, cerințele de ductilitate pentru una și aceeași structură sînt în general diferite. Alcătuirea elementelor structurii trebuie astfel concepută încît cele mai defavorabile cerințe de ductilitate, rezultate din această analiză, să fie satisfăcute, asigurîndu-se în acest mod o capacitate corespunzătoare de absorbție a energiei introduse de cutremur.

Studierea influenței pe care o exercită diverși parametri asupra ductilității elementelor de beton armat dă la iveală unele aspecte interesante, care au început deja să-și găsească reflectarea în unele prescripții de proiectare antiseismică elaborate recent. Prin alegerea judicioasă a parametrilor care exercită o influență majoră asupra ductilității (marca betonului și a oțelului, procentul armăturii întinse și al celei comprimate etc.) și prin prevederea unor detalii structurale adecvate se poate ajunge la diminuarea forțelor seismice utilizate în calculul elastic convențional al structurilor, ceea ce conduce la o dimensionare mai economică în ansamblu.

O altă serie de aspecte care trebuie avute în vedere la proiectarea antiseismică a construcțiilor este pusă în evidență de către analiza răspunsului inelastic al structurilor multietajate.

Valoarea maximă a deplasării relative de nivel și factorul de ductilitate prezintă în general tendința de a varia considerabil pe înălțimea clădirii, în funcție de caracteristicile structurale, precum și de natura și intensitatea excitației seismice. Raportul dintre valoarea maximă a deplasării relative, obținută printr-un calcul elastic, și valoarea deplasării relative corespunzătoare intrării în curgere rezultă mult mai mic decît factorul de ductilitate determinat printr-un calcul inelastic. Acest raport nu poate oferi deci un criteriu satisfăcător pentru evaluarea cerințelor de ductilitate ale structurii, fapt care subliniază odată mai mult necesitatea analizării comportării inelastice.

Perioada proprie de vibrație și înălțimea structurii nu par să joace vreun rol hotărîtor în determinarea mărimii și distribuției deformațiilor ductile rezultate în urma acțiunii seismice.

În general, se observă tendința deformațiilor ductile de a se „concentra“ la anumite niveluri ale stucturii, în loc de a se distribui uniform pe înălțime. Studiile făcute arată că este posibil și recomandabil să se „dirijeze“

aceste deformații spre anumite zone sau elemente ale structurii, astfel încît să fie evitată necesitatea proiectării tuturor elementelor pentru a îndeplini aceleași cerințe de ductilitate. Ca urmare, o cale eficientă de proiectare a structurilor multietajate constă în dimensionarea stîlpilor astfel încît să rămînă permanent în domeniul elastic, în timp ce energia introdusă de cutremur urmează să fie absorbită în cea mai mare parte prin deformarea plastică a riglelor. Se consideră că în cazul structurilor multietajate de tip curent, valoarea factorului de ductilitate care trebuie asigurată are ca ordin de mărime 4 pînă la 6.

Este important de reținut faptul că deformațiile ductile tind să evite nivelurile sau elementele mai puternice, concentrîndu-se cu precădere asupra celor mai slabe. Dacă structura are un nivel relativ mai slab — de exemplu, din cauza supradimensionării celorlalte niveluri — tocmai nivelul respectiv va suferi deformații plastice importante în timpul unui cutremur puternic. El va fi solicitat să consume aproape întreaga energie introdusă, în timp ce restul nivelurilor nu își vor putea valorifica rezerva de energie pe care o posedă. Adeseori valoarea deosebit de mare a factorului de ductilitate cerută de nivelul mai slab nu poate fi asigurată în cadrul alcătuirilor structurale uzuale și — în consecință — o astfel de construcție prezintă riscul unei avarieri pronunțate sau chiar al prăbușirii sub acțiunea unei mișcări seismice violente. De aici reiese atenția deosebită care se acordă în concepția modernă de proiectare satisfacerii cerințelor de ductilitate ale structurilor antiseismice, urmărindu-se realizarea unei distribuții cît mai uniforme a rezervei de energie la toate nivelurile. Această rezervă trebuie să poată fi mobilizată într-un mod cît mai eficace în cazul în care construcția are de făcut față unui cutremur de intensitate deosebită.

După cum s-a menționat mai înainte, în structurile reale tranziția din domeniul elastic în cel plastic se efectuează treptat, prin apariția succesivă a articulațiilor plastice în diversele elemente structurale ale nivelului respectiv. În scopul asigurării condițiilor necesare pentru disiparea unei cantități cît mai mari de energie, apare indicată prevederea anumitor elemente cu rigiditate sporită în mod intenționat. Obligate să se deplaseze odată cu întregul nivel, aceste elemente vor fi suprasolicitate și vor depăși limita domeniului elastic chiar sub acțiunea unor impulsuri seismice moderate, începînd să disipeze energia cutremurului înainte ca nivelul luat în ansamblu să intre în domeniul plastic. În consecință, o cantitate mai mică de energie rămîne să fie absorbită în continuare prin deformația plastică generală a nivelului. Acest aspect conduce la concluzia diferențierii caracteristicilor de curgere (de plastificare) ale diverselor elemente structurale ale aceluiași nivel, astfel încît să se realizeze două sau mai multe linii (platouri) de rezistență inelastică la acțiunea seismică. Intrarea în curgere a fiecăreia din aceste linii de rezistență este însoțită de creșterea cantității de energie absorbită, ceea ce poate permite unei construcții rațional alcătuite să supraviețuiască chiar unui cutremur de intensitate excepțională.

Progresele remarcabile realizate în ultima perioadă de timp în domeniul asigurării protecției construcțiilor împotriva acțiunii distrugătoare a cutremurelor permit în prezent abordarea acestei dificle probleme pe baza unor criterii mai bine fundamentate științific. Programele vaste de studii și cercetări teoretice și experimentale care se desfășoară în toate țările interesate vor îmbogăți fără îndoială cunoștințele existente în acest domeniu și vor da posibilitatea eliminării treptate a majorității incertitudinilor care persistă astăzi în proiectarea antiseismică a structurilor.

O observație confirmată practic fără excepție constă în aceea că structurile moderne, bazate pe o concepție rațională de proiectare și la care s-au respectat cerințele unei execuții îngrijite, au rezistat unor cutremure relativ intense fără avarii deosebite. În același timp, numeroase construcții rezultate dintr-o concepție nerațională au prezentat, sub acțiunea acelorași cutremure, avarii dintre cele mai serioase, uneori chiar catastrofale. Problema asigurării protecției antiseismice trebuie privită în cadrul respectării regulilor tehnice normale de construcție. Rezultatele scontate nu pot fi obținute numai cu ajutorul calculelor, oricît de perfecționate ar deveni acestea. În lumina concepției moderne, esența protecției antiseismice constă în ultimă instanță în disiparea energiei introduse de cutremur în structură, fără apariția avariilor sau deformațiilor excesive. Dacă regulile normale de construcție nu sînt respectate, este de așteptat o diminuare locală sau generală a ductilității structurii, avînd drept consecință directă apariția avariilor.

În general, unei construcții proiectate pe baza unei alcătuiri arhitecturale raționale, strîns legată de o concepție și de calcule inginerești adecvate, i se poate asigura protecția antiseismică necesară cu un cost suplimentar relativ redus. Dimpotrivă, o construcție a cărei rezistență la acțiunea cutremurelor poate fi obținută numai cu un cost foarte ridicat, se dovedește aproape întotdeauna a fi rezultatul unei concepții de proiectare defectuoase.

În lumina celor de mai sus, inginerului proiectant i se cere în primul rînd înțelegerea calitativă a modului real de comportare a construcției la acțiunea seismică, însoțită de mult discernămînt în aprecierea influenței diverșilor parametri și în alegerea soluției celei mai potrivite. El trebuie să sesizeze elementele esențiale ale problemei, să evite extrapolări insuficient controlate și să urmărească cu consecvență aplicarea acelor procedee de calcul care să ofere un grad de precizie compatibil cu natura ipotezelor acceptate şi cu aproximaţiile inevitabil introduse în stadiul actual al cunoştinţelor din acest domeniu.

Bibliografie

[1] BERG G. V., THOMAIDES S. S. : „*Energy Consumption by Structures in Strong Motion Earthquakes*". Proc. 2-nd W.C.E.E. Tokyo 1960.

[2] BLUME J. A., NEWMARK N. M., CORNING L. H : „*Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*". Portland Cement Association, Chicago 1961.

[3] CHANDRASEKARAN A. R., SAINI S. S. : „*Dynamic Response of Nonlinear Systems*" Journal of the Institution of Engineers (India), Vol. 48, No. 3, Part CI (Special), nov. 1967.

[4] CLOUGH R. W., BENUSKA K. L., WILSON E.L. : „*Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings*", Proc. 3-rd W.C.E.E. Wellington 1965.

[5] CLOUGH R. W., BENUSKA K. L. : „*Nonlinear Eearthquake Behavior of Tall Buildings*". Proc. ASCE, Vol. 93, No. EM3, iunie 1967

[6] CLOUGH R. W., JOHNSTON S. B. : „*Effect of Stiffness Degradation of Earthquake DuctilityRequirements*". Proc. Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo 1966.

[7] DABIJA F. E. : „*Aspecte privind ductilitatea şi capacitatea de absorbţie a energiei de către elementele de beton armat*". Rev. Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, nr. 12/1969

[8] HOUSNER G.W. : „*Limit Design of Structures to Resist Earthquakes*". Proc. 1-st W.C.E.E. Berkeley 1956

[9] HOUSNER G. W. : „*Plastic Failure of Frames During Earthquakes*". Proc. 1-st W.C.E.E., Berkeley 1956

[10] HOUSNER G.W. : „*Behavior of Structures During Earthquakes*". Proc. ASCE, Vol. 85, No. EM4, oct. 1959

[11] HOUSNER G.W. : „*Reporter's Summary on Session II — Analysis of Structural Response and Instruments*". Proc. 3-rd W.C.E.E. Wellington 1965

[12] JENNINGS P.C. : „*Response of Simple Yielding Structures to Earthquake Excitation*". California Institute of Technology, Pasadena 1963.

[13] KALDJIAN M. J. : „*Moment-Curvature of Beams as Ramberg-Osgood Functions*". Proc. ASCE, Vol. 93, No. ST5, oct. 1967

[14] NEWMARK N. M. : „*Current Trends in the Seismic Analysis and Design of High-Rise Structures*". Proc. Symposium on Earthquake Engineering, Vancouver 1965

[15] PENZIEN J. : „*Elasto-Plastic Response of Idealized Structures Subjected to Strong-Motion Earthquakes*". Proc. 2-nd W.C.E.E. Tokyo 1960

[16] VELETSOS A. S., NEWMARK N. M. : „*Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions*". Proc. 2-nd W.C.E.E. Tokyo 1960

Pod de beton precomprimat peste rîul Ter

Podul, în lungime de 61,30 m, a fost executat lîngă Gerona în nordul Spaniei. Suprastructura este formată din cinci grinzi longitudinale cu înălţime variabilă, care susţin o placă precomprimată cu lăţimea de 5,80 m. Deschiderea este împărţită în trei prin cîte doi stîlpi înclinaţi, deschiderea centrală fiind de 26 m, iar distanţa între părţile inferioare ale stîlpilor înclinaţi de 46 m.

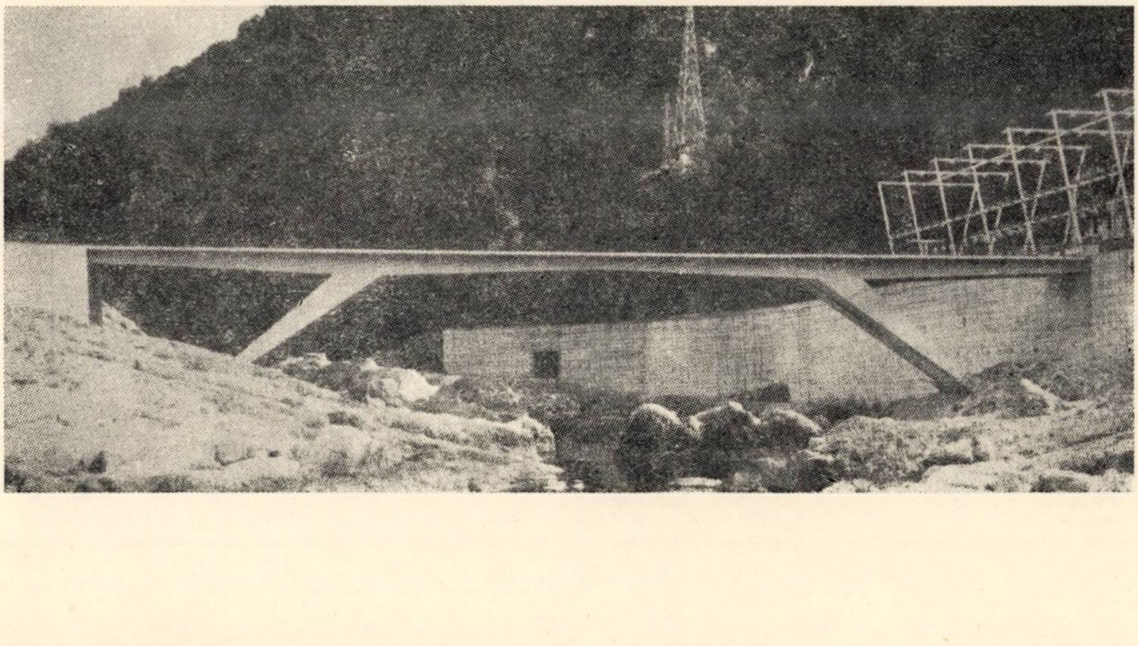
Ca încărcare de exploatare s-a considerat cel mai defavorabil din următoarele cazuri : fie o încărcare de 85 tone distribuită pe patru osii pe o lungime de 21 m, fie un singur vehicul de 125 t, pentru ambele încărcări considerîndu-se un coeficient de impact egal cu 1,25.

Datorită echipamentului disponibil la data construcţiei, pentru fasciculele de pretensionare relativ lungi s-au adoptat teci de material plastic, care au fost considerate foarte eficace, atît din punct de vedere economic cît şi datorită mărimii reduse a pierderilor de tensiune datorite frecării.

Întreaga structură, cu excepţia pereţilor de la capete, a necesitat aproximativ 200 m³ de beton.

În urma experienţei căpătate prin execuţia acestui pod, apreciat pentru graţia şi zvelteţea lui (foto), s-a propus extinderea acestui sistem constructiv la deschideri de 120 — 140 m.

(FIP — NOTES)



CONSIDERAREA CONLUCRĂRII SPAȚIALE ÎN CALCULUL SARCINII CRITICE DE FLAMBAJ A STÎLPILOR LA HALE INDUSTRIALE CU PODURI RULANTE

Conf. ing. **Radu Agent**
Institutul de construcții București

CONLUCRAREA SPAȚIALĂ *

4. DETERMINAREA SARCINII CRITICE CU LUAREA ÎN CONSIDERARE A CONLUCRĂRII SPAȚIALE A STÎLPILOR ÎNTREGII STRUCTURI

4.1. Relații între eforturi și deplasări pentru un sistem de elemente verticale legate printr-o șaibă orizontală indeformabilă

În calculul ținînd seama de conlucrarea spațială, stîlpii unei hale apar ca un ansamblu de elemente verticale, legate la partea superioară prin planșeul de acoperiș, considerat ca o șaibă deplasabilă, dar indeformabilă în planul ei.

Acțiunea asupra acestui sistem a unei forțe orizontale F_x (fig. 19 a) avînd față de centrul de rigiditate o excentricitate y poate fi descompusă în acțiunea forței F_x ca încărcare centrică (fig. 19 b), care produce șaibei o translație Δx și cea a momentului de torsiune generală $M^{(t)} = F_x y$ (fig. 19 c), care produce rotirea șaibei cu un unghi φ.

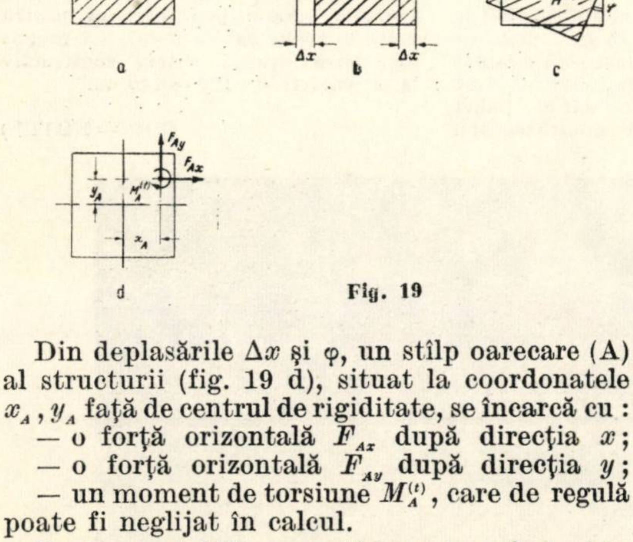


Fig. 19

Din deplasările Δx și φ, un stîlp oarecare (A) al structurii (fig. 19 d), situat la coordonatele x_A, y_A față de centrul de rigiditate, se încarcă cu :

— o forță orizontală F_{Ax} după direcția x;

— o forță orizontală F_{Ay} după direcția y;

— un moment de torsiune $M_A^{(t)}$, care de regulă poate fi neglijat în calcul.

Pentru a stabili expresiile acestor eforturi în funcție de F_x și y, vom utiliza relațiile cunoscute din calculul structurilor formate din diafragme :

a. **Din translația** Δx

Dacă notăm cu K_{Ax} rigiditatea de ansamblu a stîlpului (A) la o deplasare Δx și cu ΣK_{Ax} suma rigidităților tuturor stîlpilor structurii, avem :

$$F_{Ax} = K_{Ax}\,\Delta x\,; \qquad F_x = \Sigma F_{Ax} = \Delta x\,\Sigma K_{Ax}\,;$$

$$\Delta x = \frac{F_x}{\Sigma K_{Ax}}\,; \qquad F_{Ax} = K_{Ax}\,\Delta x = \frac{K_{Ax}}{\Sigma K_{Ax}}\,F_x$$

(forța F_x se împarte stîlpilor proporțional cu rigiditățile lor K_{Ax}).

b. **Din rotirea** φ

În figura 20 este reprezentat un stîlp (A), care față de centrul de rigiditate O se găsește la distanța OA $= r_A$. Proiecțiile razei vectoare r_A sînt x_A și y_A, iar unghiul ei cu axa Ox în sistemul nedeformat este φ_A. Din rotirea șaibei cu unghiul φ în jurul centrului O, capătul superior al stîlpului (A) se deplasează în poziția A′, deci capătă deplasări suplimentare $\Delta' x$, $\Delta' y$ după direcțiile axelor Ox, Oy.

Convenții de semne :

$\Delta' x$, $\Delta' y$, F_{Ax}, F_{Ay} — pozitive cînd sînt îndreptate după direcțiile pozitive ale axelor Ox, Oy;

φ — pozitiv în sens orar.

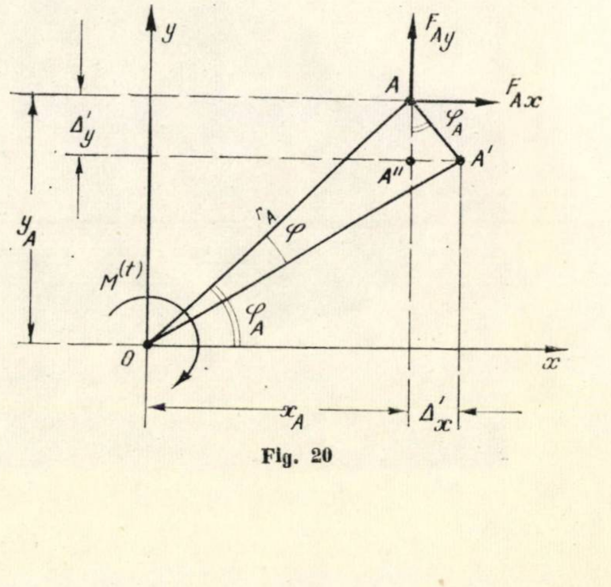


Fig. 20

---

* Problema conlucrării în plan a fost tratată în articolul apărut în „Construcții și materiale de construcție" nr. 3 /1970.

Informații de specialitate de la HOECHST

pentru industria construcțiilor

Un material plastic cucereşte sectorul de constructii

Denumirea — ®MOWILITH. Acest „material cu o mie de posibilităţi" a ajuns la rezultate surprinzătoare în numeroase domenii de aplicaţie. Dar cea mai mare utilitate a realizat-o în construcţii. Aici MOWILITHUL a cunoscut un succes de netăgăduit, înlăturînd metode de lucru complicate şi neraţionale, griul searbăd al betonului şi al cimentului şi multe alte prejudecăţi. Cu Mowilith se pot înfrumuseţa şi îmbunătăţii toate construcţiile, dar mai ales poate fi simplificată fundamental execuţia.

Am putea spune: uitaţi tot ce aţi învăţat despre vopsitorii exterioare şi interioare, despre tencuieli uzuale şi speciale. Uitaţi tot ce ştiţi despre montarea plăcilor ceramice, faianţe şi mozaicuri, despre protecţia contra incendiilor, vopsitorii, despre izolarea acustică şi pardoseli. Notaţi-vă numai numele Mowilith fiindcă cu Mowilith puteţi rezolva toate acestea — şi încă multe altele — mult mai uşor şi mai bine.

Se pune întrebarea: ce anume este Mowilithul? Chimiştii răspund în felul următor: Mowilithul este o răşină sintetică termoplastică. Dar nu avem intenţia să ţinem un curs de specialitate. Pentru constructori sînt interesante mai ales produsele speciale pe bază de Mowilith şi anume dispersiile. Particulele fine ale acestei răşini plastice de bază sînt dispersate uniform în apă, în care se adaugă emulgatori şi materii coloidale de protecţie. In acest amestec se petrece un proces chimic: particulele de răşină plastică se polimerizează, formînd molecule stabile. Astfel ia naştere o materie primă care săvîrşeşte adevărate miracole în construcţii.

Ce reprezintă, cum s-au dezvoltat și ce produce

Denumirea firmei Farbwerke Hoechst AG – și cu aceasta istoria ei – datează din timpul fabricii de coloranți de gudron Meister Lucius & Co., care a fost fondată în anul 1863, în suburbia Hoechst a orașului Frankfurt. Descoperirea posibilităților multiple ale chimiei din această epocă a dus repede la o extindere din ce în ce mai largă a programului de producție – atît la fabrica principală Hoechst, cît și în alte uzine, care în decursul timpului au format o uniune mare de întreprinderi.

Indigoul sintetic, dezvoltarea electrolizei clorurii alcaline pe scară largă, descoperirea polimerizatelor de vinil pentru fabricarea materialelor plastice și a fibrelor sintetice, arderea amoniacului ca substanță de bază pentru fabricarea îngrășămintelor, sintetizarea medicamentelor de mare eficacitate – acestea au fost unele dintre primele etape remarcabile ale chimiei pe calea arii ei utilizare pentru progresul omenirii.

Astăzi mai mult decît o treime a tranzacției întreprinderii Farbwerke Hoechst AG revine produselor care au fost dezvoltate numai în ultimii zece ani. Misiunea cercetărilor științifice ale întreprinderii Hoechst constă în crearea continuă de produse noi și în îmbunătățirea celor existente.

Peste 9000 de colaboratori activează în aceste domenii. Acum trei ani s-a început construirea unui centru nou de cercetare științifică, care se numără astăzi printre cele mai moderne din lume.

Mai mult decît un sfert de miliard DM se cheltuieste anual în scopul cercetării științifice – pentru a putea epuiza complet posibilitățile bogate ale chimiei moderne și pentru a contribui la progresul omenirii.

HOECHST

Farbwerke Hoechst AG
Werbeabteilung-Ausland,
6230 Frankfurt/Main 80, Postfach 80 03 20
Republica Federală a Germaniei

031 101 / R

Din figură se vede că pentru φ pozitiv rezultă $\Delta'x$ pozitiv şi $\Delta'y$ negativ.
Avem :

$$AA' = r_A\varphi = \frac{x_A}{\cos\varphi_A}\varphi;$$

$$\Delta'y = AA'' = AA'\cos\varphi_A = x_A\varphi.$$

Similar se obţine $\Delta'x = y_A\varphi$.
Forţele cu care se încarcă stîlpul (A) :

$$F_{Ax} = K_{Ax}\Delta'x = K_{Ax}y_A\varphi$$

$$F_{Ay} = -K_{Ay}\Delta'y = -K_{Ay}x_A\varphi.$$

Ecuaţia de echilibru a momentelor în jurul centrului 0 :

$$M^{(t)} = \Sigma F_{Ax}y_A - \Sigma F_{Ay}x_A =$$

$$= \varphi(\Sigma y_A^2K_{Ax} + \Sigma x_A^2K_{Ay})$$

de unde :

$$\varphi = \frac{M^{(t)}}{\Sigma y_A^2K_{Ax} + \Sigma x_A^2K_{Ay}} = \frac{F_xy}{\Sigma y_A^2K_{Ax} + \Sigma x_A^2K_{Ay}}.$$

Înlocuind pe φ în expresiile forţelor F_{Ax}, F_{Ay}, rezultă :

$$\left.\begin{aligned} F_{Ax} &= K_{Ax}y_A\varphi = F_x\frac{y\,y_AK_{Ax}}{\Sigma y_A^2K_{Ax} + \Sigma x_A^2K_{Ay}}\\ F_{Ay} &= -K_{Ay}x_A\varphi = -F_x\frac{y\,x_AK_{Ax}}{\Sigma y_A^2K_{Ax} + \Sigma x_A^2K_{Ay}}\end{aligned}\right\} \quad (13)$$

e. **În total**

$$\left.\begin{aligned} F_{Ax} &= F_x\left(\frac{K_{Ax}}{\Sigma K_{Ax}} + \frac{y\,y_AK_{Ax}}{\Sigma y_A^2K_{Ax} + \Sigma x_A^2K_{Ay}}\right)\\ F_{Ay} &= -F_x\frac{y\,x_AK_{Ax}}{\Sigma y_A^2K_{Ax} + \Sigma x_A^2K_{Ay}}\end{aligned}\right\} \quad (14)$$

Avînd în vedere că rigidităţile de ansamblu ale stîlpilor sînt de regulă mult mai mari după direcţia transversală halei decît după cea longitudinală ($K_{Ax} \gg K_{Ay}$), putem introduce aproximaţia de a neglija rigidităţile K_{Ay}, fără erori prea mari la rezultatele calculului. Pentru F_x, F_{Ax}, K_{Ax} se pot adopta atunci notaţiile simplificate F, F_A, K_A şi relaţiile (14) se reduc la forma :

$$F_{Ax} = \boxed{F_A = F\left(\frac{K_A}{\Sigma K_A} + \frac{y\,y_AK_A}{\Sigma y_A^2K_A}\right)} \quad (15)$$

$$F_{Ay} \simeq 0.$$

În cele ce urmează vom adopta această ipoteză simplificatoare, însă schema generală de calcul luată ca bază permite în egală măsură şi un calcul fără neglijarea rigidităţilor K_{Ay}.

4.2. Relaţia între deplasarea unui stîlp (A) şi deplasările celorlalţi stîlpi (B)

Să imprimăm unui stîlp (A) al structurii o forţă orizontală F (fig. 21), dîndu-i o deplasare Δ_A (care include atît translaţia uniformă a şaibei, cît şi deplasarea suplimentară din rotirea şaibei cu unghiul φ, datorită excentricităţii y_A a forţei F faţă de centrul de rigiditate) şi să determinăm relaţia între Δ_A şi deplasarea Δ_B a unui alt stîlp (B). Avem :

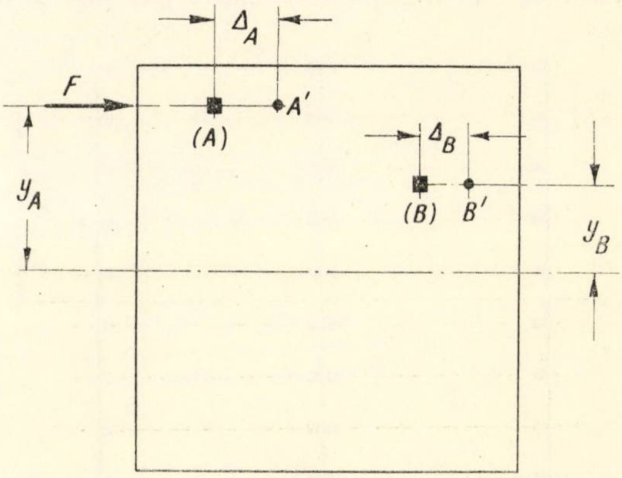


Fig. 21

$$\varphi = \frac{Fy_A}{\Sigma y_A^2K_{Ax} + \Sigma x_A^2K_{Ay}}$$

în care dacă se neglijează K_{Ay}, aşa cum s-a arătat mai înainte, şi se notează prescurtat :

$$y_A^2K_A + \Sigma y_B^2K_B = \Sigma y^2K$$

rezultă :

$$\varphi = \frac{Fy_A}{\Sigma y^2K}$$

$$\left\{\begin{aligned} \Delta_A &= \frac{F}{\Sigma K} + y_A\varphi = F\left(\frac{1}{\Sigma K} + \frac{y_A^2}{\Sigma y^2K}\right)\\ \Delta_B &= \frac{F}{\Sigma K} + y_B\varphi = F\left(\frac{1}{\Sigma K} + \frac{y_Ay_B}{\Sigma y^2K}\right).\end{aligned}\right.$$

Împărţind Δ_B la Δ_A, F se reduce şi avem :

$$\Delta_B = \Delta_A\frac{\dfrac{1}{\Sigma K} + \dfrac{y_Ay_B}{\Sigma y^2K}}{\dfrac{1}{\Sigma K} + \dfrac{y_A^2}{\Sigma y^2K}} = \Delta_A\eta_{AB}$$

unde :

$$\boxed{\eta_{AB} = \frac{\dfrac{1}{\Sigma K} + \dfrac{y_Ay_B}{\Sigma y^2K}}{\dfrac{1}{\Sigma K} + \dfrac{y_A^2}{\Sigma y^2K}}}. \quad (16)$$

Cu ajutorul acestei relații, deplasările tuturor stîlpilor pot fi deduse în raport cu deplasarea Δ_A a stîlpului asupra căruia acționează forța F.

Expresia (16) mai poate fi simplificată ținînd seama că în cazul obișnuit al halelor industriale cu travee egale, ordonatele y sînt multipli ai traveei. Notînd cu m_A numărul de travee de la axul de simetrie pînă la cadrul (A) (fig. 22), putem introduce în formula (16) în locul valorilor absolute ale ordonatelor y_A, y_B factorii m_A, m_B. Formula devine astfel :

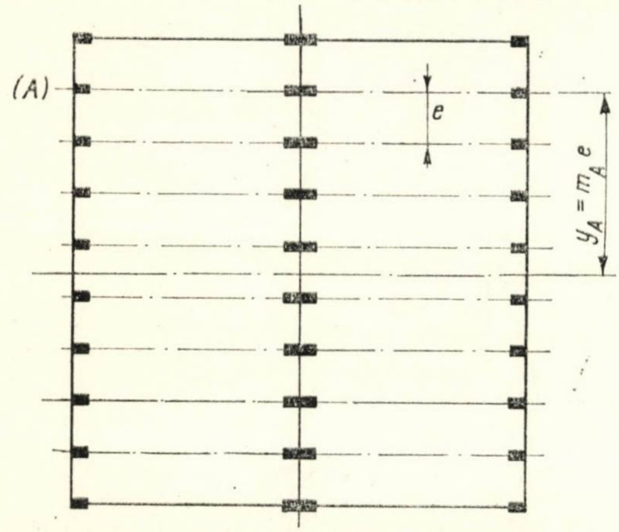


Fig. 22

$$\boxed{\eta_{AB} = \frac{\dfrac{1}{\Sigma K} + \dfrac{m_A m_B}{\Sigma m^2 K}}{\dfrac{1}{\Sigma K} + \dfrac{m_A^2}{\Sigma m^2 K}}}. \qquad (17)$$

4.3. Ecuația de condiție

Menținem același mod de scriere a ecuației de condiție ca și în cazul conlucrării în planul unui singur cadru :

— Se alege ca sistem de bază sistemul cu o singură deplasare blocată și anume deplasarea Δ_A a capătului superior al stîlpului (A) a cărui sarcină critică o căutăm (fig. 23).

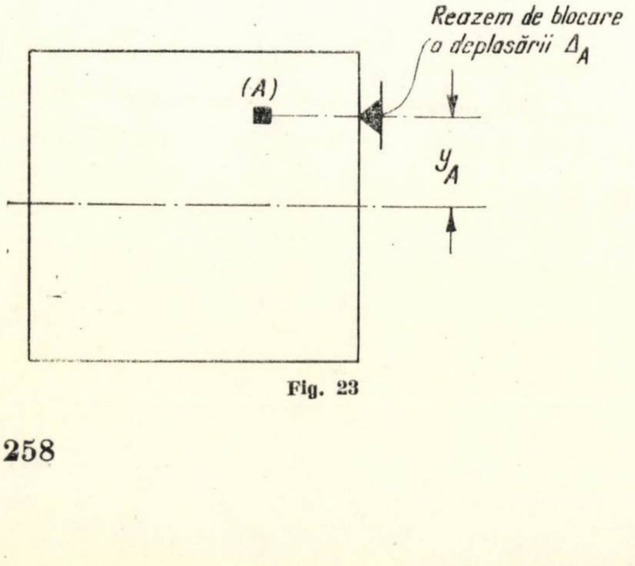


Fig. 23

Am văzut că Δ_A conține și efectul rotirii șaibei, dar această rotire nu este blocată în sistemul de bază, ci lăsată liberă, întrucît s-a introdus un reazem simplu care nu poate bloca decît tendințe de translație, nu și de rotire.

— Condiția de pierdere a stabilității elastice se scrie dînd stîlpului (A) o deplasare $\Delta_A = 1$ ca în figura 21 și scriind că suma forțelor orizontale care apar la capetele superioare ale stîlpilor trebuie să fie egală cu zero.

Forțele cu care se încarcă stîlpii de tip (A) și (B) vor fi :

$$F_A = K_A \Delta_A = K_A;$$

$$F_B = K_B \Delta_B = K_B \Delta_A \eta_{AB} = K_B \eta_{AB}.$$

Ecuația de condiție este :

$$F_A + \Sigma F_B = K_A + \Sigma K_B \eta_{AB} = 0.$$

Suma $(K_A + \Sigma K_B \eta_{AB})$ poate fi denumită rigiditatea de ansamblu a structurii la deplasarea Δ_A :

$$\boxed{K_\Delta = K_A + \Sigma K_B \eta_{AB}.} \qquad (18)$$

Expresia (18) reprezintă generalizarea pentru cazul considerării conlucrării spațiale a expresiei (12), stabilită la pct. 3.3 pentru cazul mai simplu al conlucrării în plan.

La aplicarea ecuației de condiție $K_\Delta = 0$ mai sînt posibile unele simplificări, ținînd seamă de următoarele :

a. Se observă din formula (17) că pentru un stîlp oarecare (B) factorul η_{AB} este funcție numai de ordonata m_B a stîlpului față de centrul de rigiditate. Deci pentru toți stîlpii unui cadru transversal (B) al halei (fig. 24), η_{AB} este același. Expresia (18) poate fi în consecință scrisă mai simplu dacă notațiile K_A, K_B se adoptă nu pentru rigiditățile fiecărui stîlp în parte, ci pentru rigiditățile însumate pe cîte un cadru transversal întreg :

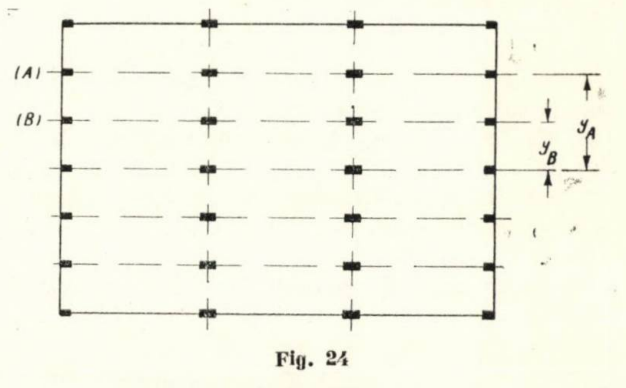


Fig. 24

K_A = suma rigidităților stîlpilor cadrului (A) ;
K_B = idem pentru cadrul (B).

b. Structurile halelor industriale sînt de regulă simetrice. În ce privește însă rigiditățile cadrelor (A), (B), simetria se menține valabilă numai în cadrul static de ordinul I. Într-un calcul de ordinul II, unde valorile rigidităţilor sînt în funcţie şi de sarcinile lor axiale, disimetria încărcărilor atrage după sine şi o disimetrie a rigidităţilor. În aceste condiţii, un calcul riguros ar necesita pentru fiecare ipoteză de încărcare o determinare a poziţiei centrului de rigiditate, ceea ce ar complica mult rezolvarea numerică.

De aceea vom admite în mod aproximativ că centrul în jurul căruia se roteşte şaiba acoperişului rămîne în sistemul deformat acelaşi ca în sistemul nedeformat, adică centrul de simetrie.

4.4. Determinarea sarcinii critice de flambaj

Menţinînd acelaşi mers al calculului ca şi în cazul conlucrării în planul unui singur cadru, se procedează în modul următor pentru aflarea sarcinii critice :

— Se alege o valoare pentru coeficientul de supraîncărcare c şi se calculează în consecinţă rigidităţile de ansamblu ale stîlpilor şi sumele lor K_A, K_B pe fiecare cadru transversal. De regulă, dacă un singur cadru (A) are încărcări din podurile rulante, toate celelalte cadre curente au încărcări egale şi deci rigidităţi egale, astfel că avem de calculat rigidităţile pentru trei tipuri de cadre : cel direct încărcat (A), celelalte cadre curente şi cadrele de capăt sau de rost.

— Se determină pentru fiecare cadru coeficientul η_{AB} cu ajutorul relaţiei (16). În cazul obişnuit al halelor cu travee egale, se utilizează formula (17) în locul formulei generale (16).

— Se calculează rigiditatea de ansamblu K_Δ a structurii cu formula (18) şi, după cum aceasta rezultă mai mare sau mai mică decît zero, se reia calculul cu valori mărite sau micşorate ale coeficientului de supraîncărcare, pînă la găsirea valorii c_{critic} la care $K_\Delta = 0$.

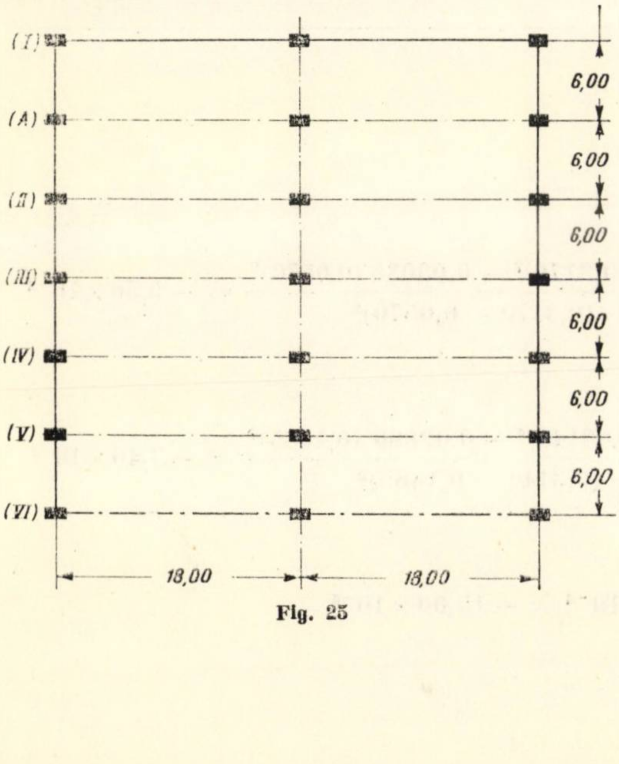


Fig. 25

4.5. Exemplu de calcul nr. 5. Determinarea sarcinii critice de flambaj cu considerarea conlucrării spaţiale a întregii structuri

a. Date geometrice şi încărcări

Se reia cadrul din exemplul nr. 3 (fig. 16), considerîndu-l acum în ansamblul întregii structuri a halei (fig. 25).

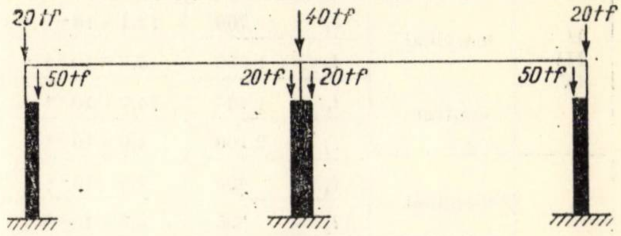
Toate cadrele, inclusiv cele de capăt (rost), fiind prefabricate, au aceleaşi dimensiuni, însă diferă în ce priveşte încărcările verticale. Din acest punct de vedere vom avea trei tipuri de cadre (fig. 26) :

— cadrul (A), în dreptul căruia se află podurile rulante de pe ambele deschideri ale halei şi care are aceleaşi încărcări ca şi în exemplul nr. 3 (fig. 26 a) ;

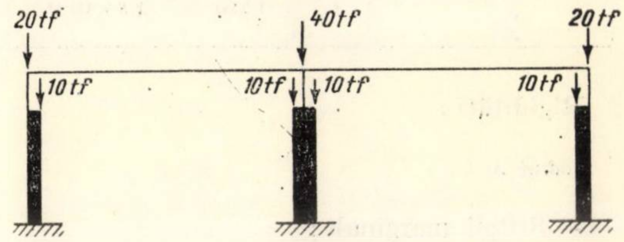
— restul cadrelor curente (II, III, IV, V), care au de la acoperiş aceleaşi sarcini ca şi cadrul (A), dar de la grinzile de rulare au numai sarcinile permanente (cîte 10 tf de la fiecare grindă) (fig. 26 b) ;

— cadrele de capăt, cu sarcini mai mici (I,VI) (fig. 26 c).

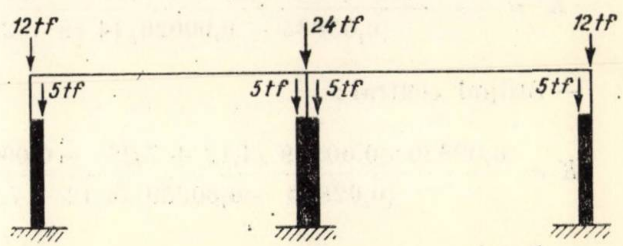
Din figura 25 se vede că pentru a situa cadrul (A) în poziţia cea mai defavorabilă din punctul de vedere al conlucrării spaţiale, el a fost



a. CADRUL A



b CADRELE II,III,IV,V



c. CADRELE I, VI

Fig. 26

considerat ca ultimul cadru curent (cel mai depărtat de la axa de simetrie).

Calculul momentelor de inerţie ale barelor şi al factorilor $4I/l$, $6I/l^2$, $12/l^3$ a fost făcut în exemplul nr. 3. Modulul de elasticitate: $E = 25\ 000$ tf/dm². Datele geometrice şi eforturile axiale normate ale barelor sînt recapitulate în tabelă.

Stîlpul	Tronsonul	I	l	$\frac{4I}{l}$	$\frac{6I}{l^2}$	$\frac{12I}{l^3}$	Eforturi axiale (N)		
							cadrul A	cadrele II, III, IV, V	cadrele I, VI
marginal	l_1	21,3	20,0	4,26	0,3195	0,03195	20	20	12
	l_2	72,0	80,0	3,60	0,0675	0,00169	70	30	17
central	l_1	21,3	20,0	4,26	0,3195	0,03195	40	40	24
	l_2	170,7	80,0	8,53	0,1600	0,00400	80	60	34

b. Încercarea I. Coeficient de supraîncărcare $c = 35$

Cadrul	Stîlpul	Tronsonul	cN	$\frac{cN}{EI}$	v	γ_2	γ_4	γ_3	ρ	μ	k
A	marginal	l_1	700	$12{,}1\times10^{-4}$	0,70	0,983	0,991	0,950	4,19	0,3170	0,03035
		l_2	2 450	$13{,}6\times10^{-4}$	2,95	0,669	0,845	0,120	2,41	0,0570	0,00020
	central	l_1	1 400	$24{,}2\times10^{-4}$	0,99	0,967	0,983	0,901	4,12	0,3140	0,02880
		l_2	2 800	$6{,}6\times10^{-4}$	2,06	0,850	0,928	0,573	7,25	0,1485	0,00229
II III IV V	marginal	l_1	700	$12{,}1\times10^{-4}$	0,70	0,983	0,991	0,950	4,19	0,3170	0,03035
		l_2	1 050	$5{,}8\times10^{-4}$	1,93	0,869	0,936	0,625	3,14	0,0632	0,00105
	central	l_1	1 400	$24{,}2\times10^{-4}$	0,99	0,967	0,983	0,901	4,12	0,3140	0,02880
		l_2	2 100	$4{,}9\times10^{-4}$	1,77	0,891	0,947	0,686	7,60	0,1515	0,00275
I VI	marginal	l_1	420	$7{,}3\times10^{-4}$	0,54	0,990	0,995	0,970	4,22	0,3180	0,03100
		l_2	595	$3{,}3\times10^{-4}$	1,46	0,927	0,964	0,785	3,35	0,0650	0,00132
	central	l_1	840	$14{,}5\times10^{-4}$	0,76	0,981	0,990	0,942	4,18	0,3160	0,03010
		l_2	1 190	$2{,}8\times10^{-4}$	1,34	0,939	0,969	0,819	8,00	0,1550	0,00328

Rigidităţi:

Cadrul A

— Stîlpii marginali:

$$K = \frac{0{,}03035\times0{,}00020\,(4{,}19+2{,}41) - 0{,}00020\,(0{,}3170)^2 - 0{,}03035\,(0{,}0570)^2}{(0{,}03035+0{,}00020)\,(4{,}19+2{,}41) - (0{,}3170-0{,}0570)^2} = -5{,}80\times10^{-4}$$

— Stîlpul central:

$$K = \frac{0{,}02880\times0{,}00229\,(4{,}12+7{,}25) - 0{,}00229\,(0{,}3140)^2 - 0{,}02880\,(0{,}1485)^2}{(0{,}02880+0{,}00229)\,(4{,}12+7{,}25) - (0{,}3140-0{,}1485)^2} = -3{,}40\times10^{-4}.$$

— Total:

$$K_A = (-2\times5{,}80 - 3{,}40)\,10^{-4} = -15{,}00\times10^{-4}.$$

Cadrele II, III, IV, V

— Stîlpii marginali:

$$K = \frac{0{,}03035 \times 0{,}00105\,(4{,}19 + 3{,}14) - 0{,}00105\,(0{,}3170)^2 - 0{,}03035\,(0{,}0632)^2}{(0{,}03035 + 0{,}00105)\,(4{,}19 + 3{,}14) - (0{,}3170 - 0{,}0632)^2} = +0{,}48 \times 10^{-4}.$$

— Stîlpii centrali:

$$K = \frac{0{,}02880 \times 0{,}00275\,(4{,}12 + 7{,}60) - 0{,}00275\,(0{,}3140)^2 - 0{,}02880\,(0{,}1515)^2}{(0{,}02880 + 0{,}00275)\,(4{,}12 + 7{,}60) - (0{,}3140 - 0{,}1515)^2} = -0{,}06 \times 10^{-4}.$$

— Total:

$$K_{\mathrm{II,\,III,\,IV,\,V}} = (2 \times 0{,}48 - 0{,}06)\,10^{-4} = +0{,}90 \times 10^{-4}.$$

Cadrele I, VI

— Stîlpii marginali:

$$K = \frac{0{,}03100 \times 0{,}00132\,(4{,}22 + 3{,}35) - 0{,}00132\,(0{,}3180)^2 - 0{,}03100\,(0{,}0650)^2}{(0{,}03100 + 0{,}00132)\,(4{,}22 + 3{,}35) - (0{,}3180 - 0{,}0650)^2} = +2{,}54 \times 10^{-4}.$$

— Stîlpii centrali:

$$K = \frac{0{,}03010 \times 0{,}00328\,(4{,}18 + 8{,}00) - 0{,}00328\,(0{,}3160)^2 - 0{,}03010\,(0{,}1550)^2}{(0{,}03010 + 0{,}00328)\,(4{,}18 + 8{,}00) - (0{,}3160 - 0{,}1550)^2} = +3{,}94 \times 10^{-4}.$$

— Total:

$$K_{\mathrm{I,VI}} = (2 \times 2{,}54 + 3{,}94)\,10^{-4} = +9{,}02 \times 10^{-4}.$$

$$\Sigma K = (-15{,}00 + 4 \times 0{,}90 + 2 \times 9{,}02)\,10^{-4} = +6{,}64 \times 10^{-4}.$$

Întrucît în relaţiile de calcul rigidităţile intervin numai ca rapoarte, în cele ce urmează vom introduce pentru simplificare valorile lor fără multiplicatorul 10^{-4}.

Coeficienţii η_{AB} [cu formula (17)]:

$$\frac{1}{\Sigma K} = \frac{1}{6{,}64} = 0{,}1506.$$

Cadrul	m	mm_A	K	m^2K	$\frac{mm_A}{\Sigma m^2K}$	$\frac{1}{\Sigma K} + \frac{mm_A}{\Sigma m^2K}$	$\eta_{AB} = \frac{\frac{1}{\Sigma K} + \frac{mm_A}{\Sigma m^2K}}{\frac{1}{\Sigma K} + \frac{m^2_A}{\Sigma m^2K}}$	$\eta_{AB}K$
I	+3	+6	+ 9,02	+81,18	+0,0557	+0,2063	+1,099	+ 9,90
A	+2	+4	−15,00	−60,00	+0,0372	+0,1878	+1.—	− 15,00
II	+1	+2	+ 0,90	+ 0,90	+0,0186	+0,1692	+0,900	+ 0,81
III	0.—	0.—	+ 0,90	0.—	0.—	+0,1506	+0,802	+ 0,72
IV	−1	−2	+ 0,90	+ 0,90	−0,0186	+0,1320	+0,704	+ 0,63
V	−2	−4	+ 0,90	+ 3,60	−0,0372	+0,1134	+0,605	+ 0,55
VI	−3	−6	+ 9,02	+81,18	−0,0557	+0,0949	+0,505	+ 4,55
			$\Sigma m^2K =$	+ 107,76				

$\left(\frac{1}{\Sigma K} + \frac{m_A^2}{\Sigma\, m^2\, K} = 0{,}1878\right.$, calculată în tablou în dreptul cadrului A$\left.\right)$.

Însumînd coloana $\eta_{AB}K$, avem: $K_\Delta = +17{,}16 - 15{,}00 = +2{,}16 > 0$, deci calculul trebuie reluat cu o valoare mai mare a coeficientului de supraîncărcare.

c. **Încercarea II.** $c = 36$

Cadrul	Stîlpul	Tronsonul	cN	$\frac{cN}{EI}$	v	γ_2	γ_4	γ_6	ρ	μ	k
A	marginal	l_1	720	$13{,}5\times10^{-4}$	0,73	0,982	0,991	0,946	4,19	0,3170	0,03030
		l_2	2 520	$14{,}0\times10^{-4}$	3,00	0,656	0,839	0,089	2,36	0,0566	0,00015
	central	l_1	1 440	$27{,}0\times10^{-4}$	1,04	0,964	0,982	0,892	4,11	0,3140	0,02850
		l_2	2 880	$6{,}8\times10^{-4}$	2,09	0,845	0,925	0,561	7,20	0,1480	0,00224
II III IV V	marginal	l_1	720	$13{,}5\times10^{-4}$	0,73	0,982	0,991	0,946	4,19	0,3170	0,03030
		l_2	1 080	$6{,}0\times10^{-4}$	1,96	0,865	0,934	0,613	3,11	0,0630	0,00104
	central	l_1	1 440	$27{,}0\times10^{-4}$	1,04	0,964	0,982	0,892	4,11	0,3140	0,02850
		l_2	2 160	$5{,}1\times10^{-4}$	1,81	0,886	0,944	0,671	7,57	0,1510	0,00268
I VI	marginal	l_1	432	$8{,}1\times10^{-4}$	0,57	0,989	0,995	0,970	4,21	0,3180	0,03100
		l_2	612	$3{,}4\times10^{-4}$	1,48	0,924	0,963	0,780	3,32	0,0650	0,00132
	central	l_1	864	$16{,}2\times10^{-4}$	0,81	0,978	0,989	0,934	4,16	0,3160	0,02980
		l_2	1 224	$2{,}9\times10^{-4}$	1,36	0,936	0,968	0,813	7,99	0,1545	0,00325

Rigidităţi:

Cadrul A

— Stîlpii marginali:

$$K = \frac{0{,}03030\times0{,}00015\,(4{,}19+2{,}36) - 0{,}00015\,(0{,}3170)^2 - 0{,}03030\,(0{,}0566)^2}{(0{,}03030+0{,}00015)\,(4{,}19+2{,}36) - (0{,}3170-0{,}0566)^2} = -6{,}36\times10^{-4}.$$

— Stîlpul central:

$$K = \frac{0{,}02850\times0{,}00224\,(4{,}11+7{,}20) - 0{,}00224\,(0{,}3140)^2 - 0{,}02850\,(0{,}1480)^2}{(0{,}02850+0{,}00224)\,(4{,}11+7{,}20) - (0{,}3140-0{,}1480)^2} = -3{,}81\times10^{-4}.$$

— Total:

$$K_A = (-2\times6{,}36 - 3{,}81)\,10^{-4} = -16{,}53\times10^{-4}$$

Cadrele II, III, IV, V

— Stîlpii marginali:

$$K = \frac{0{,}03030\times0{,}00104\,(4{,}19+3{,}11) - 0{,}00104\,(0{,}3170)^2 - 0{,}03030\,(0{,}0630)^2}{(0{,}03030+0{,}00104)\,(4{,}19+3{,}11) - (0{,}3170-0{,}0630)^2} = +0{,}36\times10^{-4}.$$

— Stîlpii centrali:

$$K = \frac{0{,}02850\times0{,}00268\,(4{,}11+7{,}57) - 0{,}00268\,(0{,}3140)^2 - 0{,}02850\,(0{,}1510)^2}{(0{,}02850+0{,}00268)\,(4{,}11+7{,}57) - (0{,}3140-0{,}1510)^2} = -0{,}59\times10^{-4}.$$

— Total:

$$K_{\text{II, III, IV, V}} = (2\times0{,}36 - 0{,}59)\,10^{-4} = +0{,}13\times10^{-4}.$$

Cadrele I, VI

— Stîlpii marginali:

$$K = \frac{0{,}03100\times0{,}00132\,(4{,}21+3{,}32) - 0{,}00132\,(0{,}3180)^2 - 0{,}03100\,(0{,}0650)^2}{(0{,}03100+0{,}00132)\,(4{,}21+3{,}32) - (0{,}3180-0{,}0650)^2} = +2{,}46\times10^{-4}.$$

— Stîlpii centrali :

$$K = \frac{0{,}02980\times 0{,}00325\,(4{,}16+7{,}99)-0{,}00325\,(0{,}3160)^2-0{,}02980\,(0{,}1545)^2}{(0{,}02980+0{,}00325)\,(4{,}16+7{,}99)-(0{,}3160-0{,}1545)^2} = +3{,}78\times 10^{-4}.$$

— Total :

$$K_{\mathrm{I,VI}} = (2\times 2{,}46+3{,}78)\,10^{-4} = +\,8{,}70\times 10^{-4}$$

$$\Sigma K = (-\,16{,}53+4\times 0{,}13+2\times 8{,}70)\,10^{-4} = +\,1{,}39\times 10^{-4}.$$

Coeficienţii η_{AB} :

$$\frac{1}{\Sigma K} = \frac{1}{1{,}39} = 0{,}7195.$$

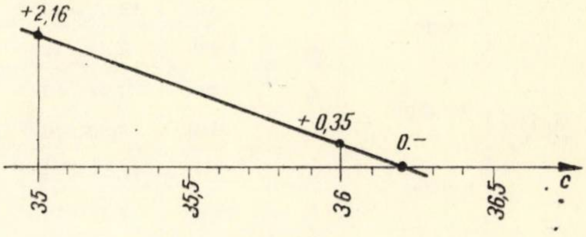


Fig. 27

Cadrul	m	mm_A	K	m^2K	$\frac{mm_A}{\Sigma m^2K}$	$\frac{1}{\Sigma K}+\frac{mm_A}{\Sigma m^2K}$	$\eta_{AB}=\dfrac{\frac{1}{\Sigma K}+\frac{mm_A}{\Sigma m^2K}}{\frac{1}{\Sigma K}+\frac{m^2_A}{\Sigma m^2K}}$	$\eta_{AB}K$
I	+3	+6	+ 8,70	+78,30	+0,0672	+0,7867	+1,029	+ 8,95
A	+2	+4	−16,53	−66,12	+0,0448	+0,7643	+1.–	−16,53
II	+1	+2	+ 0,13	+ 0,13	+0,0224	+0,7419	+0,971	+ 0,13
III	0	0	+ 0,13	0	0	+0,7195	+0,940	+ 0,12
IV	−1	−2	+ 0,13	+ 0,13	−0,0224	+0,6971	+0,914	+ 0,12
V	−2	−4	+ 0,13	+ 0,52	−0,0448	+0,6747	+0,883	+ 0,11
VI	−3	−6	+ 8,70	+78,30	−0,0672	+0,6523	+0,855	+ 7,45
			$\Sigma m^2K =$	+ 89,26				

$$\left(\frac{1}{\Sigma K}+\frac{m_A^2}{\Sigma\, m^2 K} = 0{,}7643, \text{ calculată în tablou în dreptul cadrului A}\right).$$

Însumînd coloana $\eta_{AB}K$, avem :

$$K_\Delta = +\,16{,}88-16{,}53 = +\,0{,}35 > 0.$$

Din figura 27, prin extrapolare grafică, se găseşte :

$$\boxed{c_{\mathrm{critic}} \simeq 36{,}2}\,.$$

4.6. Exemplu de calcul nr. 6

Se recalculează sarcina critică pentru structura cu conlucrare spaţială din exemplul precedent, în ipoteza că stîlpii sînt articulaţi la partea superioară.

a. Date geometrice şi încărcări

Valorile factorilor $3I/l$, $3I/l^2$, $3I/l^3$ pentru tronsoanele superioare ale stîlpilor şi ale factorilor $4I/l$, $6I/l^2$, $12\,I/l^3$ pentru tronsoanele inferioare (v. exemplul nr. 4) şi eforturile axiale normate din bare sînt recapitulate în tabelă.

Stîlpul	Tronsonul	I	l	Tronsonul l_1			Eforturile axiale N		
				$3\,I/l$	$3\,I/l^2$	$3I\,/l^3$	cadrul A	cadrele II, III, IV, V	cadrele I, VI
				Tronsonul l_2					
				$4\,I/l$	$6\,I/l^2$	$12\,I/l^3$			
marginal	l_1	21,3	20,0	3,20	0,1600	0,00800	20	20	12
	l_2	72,0	80,0	3,60	0,0675	0,00169	70	30	17
central	l_1	21,3	20,0	3,20	0,1600	0,00800	40	40	24
	l_2	170,7	80,0	8,53	0,1600	0,00400	80	60	34

b. Încercarea I. $c = 18$

Cadrul	Stîlpul	Tronsonul	eN	$\frac{cN}{EI}$	v	$\frac{\gamma_1}{\gamma_2}$	$\frac{\gamma_1}{\gamma_4}$	$\frac{\gamma_5}{\gamma_6}$	ρ	μ	k
A	marginal	l_1	360	$6{,}76\times10^{-4}$	0,52	0,981	0,981	0,888	3,14	0,1570	0,00710
		l_2	1 260	$7{,}00\times10^{-4}$	2,11	0,842	0,923	0,552	3,03	0,0623	0,00093
	central	l_1	720	$13{,}52\times10^{-4}$	0,74	0,962	0,962	0,774	3,08	0,1537	0,00619
		l_2	1 440	$3{,}37\times10^{-4}$	1,47	0,926	0,963	0,783	7,90	0,1540	0,00313
II, III, IV, V,	marginal	l_1	360	$6{,}76\times10^{-4}$	0,52	0,981	0,981	0,888	3,14	0,1570	0,00710
		l_2	540	$3{,}00\times10^{-4}$	1,39	0,934	0,967	0,805	3,36	0,0653	0,00136
	central	l_1	720	$13{,}52\times10^{-4}$	0,74	0,962	0,962	0,774	3,08	0,1537	0,00619
		l_2	1 080	$2{,}53\times10^{-4}$	1,27	0,945	0,973	0,837	8,05	0,1555	0,00335
I, VI	marginal	l_1	216	$4{,}05\times10^{-4}$	0,40	0,990	0,990	0,936	3,17	0,1585	0,00750
		l_2	306	$1{,}70\times10^{-4}$	1,04	0,964	0,982	0,892	3,47	0,0664	0,00151
	central	l_1	432	$8{,}10\times10^{-4}$	0,57	0,978	0,978	0,868	3,13	0,1565	0,00695
		l_2	612	$1{,}43\times10^{-4}$	0,96	0,969	0,984	0,907	8,26	0,1573	0,00363

Rigidități:

Cadrul A

— Stîlpii marginali:

$$K = \frac{0{,}00710\times0{,}00093\,(3{,}14+3{,}03) - 0{,}00093\,(0{,}1570)^2 - 0{,}00710\,(0{,}0623)^2}{(0{,}00710+0{,}00093)\,(3{,}14+3{,}03) - (0{,}1570-0{,}0623)^2} = -2{,}39\times10^{-4}.$$

— Stîlpul central:

$$K = \frac{0{,}00619\times0{,}00313\,(3{,}08+7{,}90) - 0{,}00313\,(0{,}1537)^2 - 0{,}00619\,(0{,}1540)^2}{(0{,}00619+0{,}00313)\,(3{,}08+7{,}90) - (0{,}1537-0{,}1540)^2} = -0{,}83\times10^{-4}.$$

— Total:

$$K_A = (-2\times2{,}39 - 0{,}83)\,10^{-4} = -5{,}61\times10^{-4}.$$

Cadrele II, III, IV, V

— Stîlpii marginali:

$$K = \frac{0{,}00710\times0{,}00136\,(3{,}14+3{,}36) - 0{,}00136\,(0{,}1570)^2 - 0{,}00710\,(0{,}0653)^2}{(0{,}00710+0{,}00136)\,(3{,}14+3{,}36) - (0{,}1570-0{,}0653)^2} = -0{,}24\times10^{-4}.$$

— Stîlpii centrali:

$$K = \frac{0{,}00619\times0{,}00335\,(3{,}08+8{,}05) - 0{,}00335\,(0{,}1537)^2 - 0{,}00619\,(0{,}1555)^2}{(0{,}00619+0{,}00335)\,(3{,}08+8{,}05) - (0{,}1537-0{,}1555)^2} = +0{,}19\times10^{-4}.$$

— Total:

$$K_{\text{II, III, IV, V}} = (-2\times0{,}24+0{,}19)\,10^{-4} = -0{,}29\times10^{-4}.$$

Cadrele I, VI

— Stîlpii marginali:

$$K = \frac{0{,}00750\times0{,}00151\,(3{,}17+3{,}47) - 0{,}00151\,(0{,}1585)^2 - 0{,}00750\,(0{,}0664)^2}{(0{,}00750+0{,}00151)\,(3{,}17+3{,}47) - (0{,}1585-0{,}0664)^2} = +0{,}84\times10^{-4}.$$

— Stîlpii centrali:

$$K = \frac{0{,}00695\times0{,}00363\,(3{,}13+8{,}26) - 0{,}00363\,(0{,}1565)^2 - 0{,}00695\,(0{,}1573)^3}{(0{,}00695+0{,}00363)\,(3{,}13+8{,}26) - (0{,}1565-0{,}1573)^2} = +2{,}16\times10^{-4}.$$

— Total :

$$K_{\text{I,VI}} = (2\times 0{,}84 + 2{,}16)\,10^{-4} = +\,3{,}84\times 10^{-4}$$

$$\Sigma K = (-\,5{,}61 - 4\times 0{,}29 + 2\times 3{,}84)10^{-4} = +\,0{,}91\times 10^{-4}.$$

Coeficienţii η_{AB} :

$$\frac{1}{\Sigma K} = \frac{1}{0{,}91} = 1{,}099.$$

Cadrul	m	mm_A	K	m^2K	$\frac{mm_A}{\Sigma m^2K}$	$\frac{1}{\Sigma K}+\frac{mm_A}{\Sigma m^2K}$	$\eta_{AB}=\frac{\frac{1}{\Sigma K}+\frac{mm_A}{\Sigma m^2K}}{\frac{1}{\Sigma K}+\frac{m^2_A}{\Sigma m^2K}}$	$\eta_{AB}K$
I	+3	+6	+3,84	+34,56	+0,1335	+1,2325	+1,038	+3,99
A	+2	+4	−5,61	−22,44	+0,0890	+1,1880	+1.−	−5,61
II	+1	+2	−0,29	−0,29	+0,0445	+1,1435	+0,962	−0,28
III	0	0	−0,29	0	0	+1,0990	+0,925	−0,27
IV	−1	−2	−0,29	− 0,29	−0,0445	+1,0545	+0,889	−0,26
V	−2	−4	−0,29	− 1,16	−0,0890	+1,0100	+0,850	−0,25
VI	−3	−6	+3,84	+34,56	−0,1335	+0,9655	+0,812	+2,81
			$\Sigma m^2K =$	+44,94				

$\left(\frac{1}{\Sigma K} + \frac{m_A^2}{\Sigma\, m^2\, K}\right.$ = 1,1880, calculată în tablou în dreptul cadrului A$\left.\right)$.

Însumînd coloana $\eta_{AB}K$, avem :

$$K_\Delta = +\,6{,}80 - 6{,}67 = +\,0{,}13 > 0.$$

c. **Încercarea II.** $c = 18{,}5$

Cadrul	Stîlpul	Tronsonul	cN	$\frac{cN}{EI}$	v	$\frac{\gamma_1}{\gamma_2}$	$\frac{\gamma_1}{\gamma_4}$	$\frac{\gamma_5}{\gamma_6}$	ρ	μ	k
A	marginal	l_1	370	$6{,}95\times 10^{-4}$	0,53	0,980	0,980	0,883	3,13	0,1565	0,00706
		l_2	1 295	$7{,}18\times 10^{-4}$	2,14	0,837	0,921	0,539	3,02	0,0622	0,00091
	central	l_1	740	$13{,}90\times 10^{-4}$	0,75	0,961	0,961	0,771	3,08	0,1535	0,00617
		l_2	1 480	$3{,}47\times 10^{-4}$	1,49	0,924	0,962	0,777	7,87	0,1540	0,00311
II, III, IV, V	marginal	l_1	370	$6{,}95\times 10^{-4}$	0,53	0,980	0,980	0,883	3,13	0,1565	0,00706
		i_2	555	$3{,}08\times 10^{-4}$	1,40	0,933	0,967	0,802	3,36	0,0653	0,00135
	central	l_1	740	$13{,}90\times 10^{-4}$	0,75	0,961	0,961	0,771	3,08	0,1535	0,00617
		l_2	1 110	$2{,}60\times 10^{-4}$	1,29	0,943	0,972	0,832	8,04	0,1555	0,00333
I, VI	marginal	l_1	222	$4{,}07\times 10^{-4}$	0,40	0,990	0,990	0,936	3,17	0,1585	0,00750
		l_2	314	$1{,}75\times 10^{-4}$	1,06	0,962	0,981	0,887	3,47	0,0662	0,00150
	central	l_1	444	$8{,}35\times 10^{-4}$	0,58	0,977	0,977	0,864	3,13	0,1565	0,00691
		l_2	628	$1{,}47\times 10^{-4}$	0,97	0,968	0,984	0,905	8,25	0,1573	0,00362

Rigidităţi :

Cadrul A

— Stîlpii marginali :

$$K = \frac{0{,}00706\times 0{,}00091\,(3{,}13 + 3{,}02) - 0{,}00091\,(0{,}1565)^2 - 0{,}00706\,(0{,}0622)^2}{(0{,}00706 + 0{,}00091)\,(3{,}13 + 3{,}02) - (0{,}1565 - 0{,}0622)^2} = -\,2{,}52\times 10^{-4}.$$

— Stîlpul central:

$$K = \frac{0{,}00617 \times 0{,}00311\,(3{,}08 + 7{,}87) - 0{,}00311\,(0{,}1535)^2 - 0{,}00617\,(0{,}1540)^2}{(0{,}00617 + 0{,}00311)\,(3{,}08 + 7{,}87) - (0{,}1535 - 0{,}1540)^2} = -0{,}99 \times 10^{-4}.$$

— Total:

$$K_A = (-2 \times 2{,}52 + 0{,}99)\,10^{-4} = -6{,}03 \times 10^{-4}.$$

Cadrele II, III, IV, V

— Stîlpii marginali:

$$K = \frac{0{,}00706 \times 0{,}00135\,(3{,}13 + 3{,}36) - 0{,}00135\,(0{,}1565)^2 - 0{,}00706\,(0{,}0653)^2}{(0{,}00706 + 0{,}00135)\,(3{,}13 + 3{,}36) - (0{,}1565 - 0{,}0653)^2} = -0{,}32 \times 10^{-4}.$$

— Stîlpii centrali:

$$K = \frac{0{,}00617 \times 0{,}00333\,(3{,}08 + 8{,}04) - 0{,}00333\,(0{,}1535)^2 - 0{,}00617\,(0{,}1555)^2}{(0{,}00617 + 0{,}00333)\,(3{,}08 + 8{,}04) - (0{,}1535 - 0{,}1555)^2} = 0.$$

— Total:

$$K_{\text{II, III, IV, V}} = (-2 \times 0{,}32 + 0)\,10^{-4} = -0{,}64 \times 10^{-4}.$$

Cadrele I, VI

— Stîlpii marginali:

$$K = \frac{0{,}00750 \times 0{,}00150\,(3{,}17 + 3{,}47) - 0{,}00150\,(0{,}1585)^2 - 0{,}00750\,(0{,}0662)^2}{(0{,}00750 + 0{,}00150)\,(3{,}17 + 3{,}47) - (0{,}1585 - 0{,}0662)^2} = +0{,}82 \times 10^{-4}.$$

— Stîlpii centrali:

$$K = \frac{0{,}00691 \times 0{,}00362\,(3{,}13 + 8{,}25) - 0{,}00362\,(0{,}1565)^2 - 0{,}0691\,(0{,}1573)^2}{(0{,}00691 + 0{,}00362)\,(3{,}13 + 8{,}25) - (0{,}1565 - 0{,}1573)^2} = +2{,}07 \times 10^{-4}.$$

— Total:

$$K_{\text{I,VI}} = (2 \times 0{,}82 + 2{,}07)\,10^{-4} = +3{,}71 \times 10^{-4}$$

$$\Sigma K = (-6{,}03 - 4 \times 0{,}64 + 2 \times 3{,}71)\,10^{-4} = -1{,}17 \times 10^{-4}.$$

Coeficienţii η_{AB}:

$$\frac{1}{\Sigma K} = \frac{1}{-1{,}17} = -0{,}8547.$$

Cadrul	m	mm_A	K	m^2K	$\frac{mm_A}{\Sigma m^2K}$	$\frac{1}{\Sigma K} + \frac{mm_A}{\Sigma m^2K}$	$\eta_{AB} = \frac{\frac{1}{\Sigma K} + \frac{mm_A}{\Sigma m^2K}}{\frac{1}{\Sigma K} + \frac{m^2_A}{\Sigma m^2K}}$	$\eta_{AB}K$
I	+3	+6	+3,71	+33,39	+0,1545	−0,7002	+0,931	+3,45
A	+2	+4	−6,03	−24,12	+0,1030	−0,7517	+1.—	−6,03
II	+1	+2	−0,64	− 0,64	+0,0515	−0,8032	+1,070	−0,68
III	0	0	−0,64	0	0	−0,8547	+1,135	−0,73
IV	−1	−2	−0,64	− 0,64	−0,0515	−0,9062	+1,205	−0,77
V	−2	−4	−0,64	− 2,56	−0,1030	−0,9577	+1,273	−0,82
VI	−3	−6	+3,71	+33,39	−0,1545	−1,0092	+1,340	+4,97
			$\Sigma m^2K =$	+38,82				

$\left(\frac{1}{\Sigma K} + \frac{m_A^2}{\Sigma m^2K} = -0{,}7517\right.$, calculată în tablou în dreptul cadrului A$\left.\right)$.

Însumînd coloana $\eta_{AB}K$, avem:

$$K_\Delta = +8{,}42 - 9{,}03 = -0{,}61 < 0.$$

Din fig. 28, prin interpolare liniară, se găseşte:

$$\boxed{c_{\text{critic}} \simeq 18{,}1.}$$

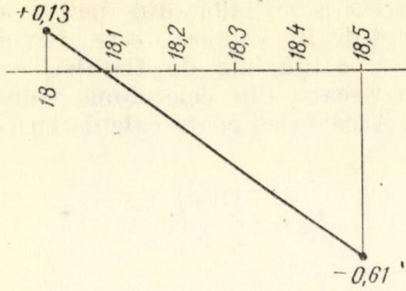


Fig. 28

5. CONCLUZII

5.1. Efectul conlucrării spaţiale asupra sarcinii critice

Din compararea rezultatelor exemplelor de calcul prezentate mai sus se vede că faţă de stîlpul socotit izolat, cu capătul superior liber deplasabil lateral, luarea în consideraţie a conlucrării cu ceilalţi stîlpi ai structurii duce la valori sensibil mărite pentru sarcina critică. Sporurile procentuale sînt arătate în tabelă :

Ipoteza de calcul	Stîlpi încastraţi la partea superioară		Stîlpi articulaţi la partea superioară	
	c critic	spor %	c critic	spor %
Stîlp izolat, cu capătul superior liber deplasabil	16,8 (exemplul 1)	—	8,5 (exemplul 2)	—
Conlucrarea stîlpilor în planul unui cadru	20,3 (exemplul 3)	21 %	11,3 (exemplul 4)	33 %
Conlucrarea spaţială a întregii structuri	36,2 (exemplul 5)	115 %	18,1 (exemplul 6)	113 %

Este însă de subliniat că *prin această conlucrare stîlpul cel mai solicitat nu este totuşi adus în situaţia de a putea fi considerat practic cu capătul superior nedeplasabil, caz căruia i-ar corespunde o sarcină critică mult mai mare.*

Efectul conlucrării se resimte în măsură cu atît mai mare cu cît diferiţii stîlpi ai halei sînt solicitaţi mai neuniform în ipoteza de încărcare pentru care se face calculul, respectiv cu cît sarcinile utile ale podurilor rulante intervin cu o pondere mai mare faţă de sarcinile permanente. Dacă nu ar acţiona decît sarcini permanente, atunci o conlucrare ar putea apare numai în măsura în care unii stîlpi, cum ar fi cei de capăt sau de rost, sînt supradimensionaţi constructiv în raport cu cei curenţi şi deci au rezerve mai mari de rezistenţă şi stabilitate.

Efectuarea de calcule în cîteva cazuri caracteristice, după procedeul prezentat în lucrarea de faţă, ar putea crea o bază pentru stabilirea unor coeficienţi aproximativi de spor de sarcină critică datorită conlucrării spaţiale, care să fie apoi utilizaţi ca atare în calculele practice.

5.2. Influenţa torsiunii generale

Este de observat că *pe măsură ce solicitarea sistemului se apropie de cea critică, efectul torsiunii generale se reduce treptat, ajungînd ca în starea limită de pierdere a stabilităţii să se anuleze complet.* Din calcule comparative făcute pentru structura spaţială din exemplul nr. 5, începînd de la coeficientul de supraîncărcare $c = 0$ (calculul static de ordinul I) şi mergînd pînă la $c_{\text{critic}} = 36,2$, au rezultat pentru coeficienţii η valorile de mai jos, reprezentate şi grafic în figura 29.

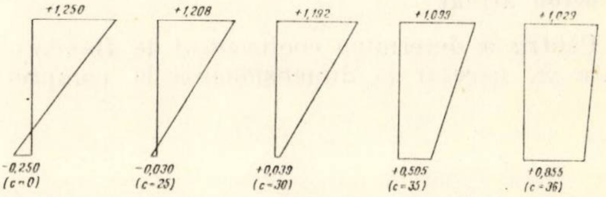


Fig. 29

Coeficient de supraîncărcare $c =$	0.–	25	30	35	36
cadrul I	+1,250	+1,208	+1,192	+1,099	+1,029
cadrul A	+1.–	+1.–	+1.–	+1.–	+1. –
cadrul II	+0,750	+0,794	+0,807	+0,900	+0,971
cadrul III	+0,500	+0,590	+0,615	+0,802	+0,940
cadrul IV	+0,250	+0,383	+0,423	+0,704	+0,914
cadrul V	±0. –	+0,178	+0,231	+0,605	+0,883
cadrul VI	−0,250	−0,030	+0,039	+0,505	+0,855
$\Sigma\eta$	+3,750	+4,123	+4,307	+5,615	+6,592
$\eta_{\text{mediu}} = \dfrac{\Sigma\eta}{7}$	+0,536	+0,589	+0,615	+0,802	+0,942

Însumînd în fiecare caz valorile coeficienţilor de neuniformitate η şi împărţind suma la numărul de cadre, se obţine un η_{mediu}, care caracterizează global diagrama deplasărilor. Valorile lui η_{mediu}, arătate şi în tabela de mai sus, sînt reprezentate grafic în figura 30. Din figură se vede că în vecinătatea sarcinii critice η_{mediu} are o creştere pronunţată spre valoarea limită 1, în timp ce în intervalul $c \leqslant 25$ creşterea faţă de cazul $c = 0$ nu este decît de cca 10 %.

Această uniformizare a deplasărilor, pe măsură ce solicitarea se apropie de cea critică, este cauzată de trecerea rigidităţii cadrului celui mai solicitat la valori negative din ce în ce mai mari, ceea ce are drept efect micşorarea excentricităţii rezultantei reacţiunilor orizontale ale cadrelor.

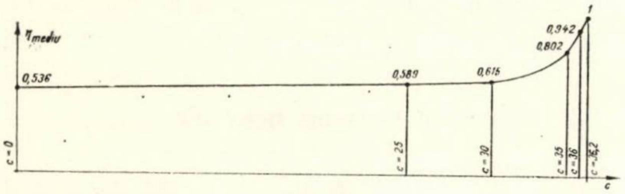


Fig. 30

Rezultă că s-ar putea renunţa eventual la considerarea în calcul a torsiunii generale, scriind şi în cazul conlucrării spaţiale condiţia de pierdere a stabilităţii elastice sub forma mai simplă dedusă pentru conlucrarea în planul unui singur cadru (12):

$$K_\Delta = K_A + \Sigma K_B = 0 .$$

5.3. Corelarea procedeului propus cu metodele de dimensionare a secţiunilor stîlpilor din beton armat

Pentru a determina coeficientul de flexibilitate m, necesar la dimensionarea la compresiune excentrică a stîlpilor din beton armat după prescripţiile în vigoare, este nevoie să se stabilească o lungime de flambaj echivalentă pentru fiecare din cele două tronsoane ale stîlpului. Aceasta se poate calcula cu relaţia cunoscută:

$$l_{fl} = l\sqrt{\frac{N_E}{N_{cr}}}$$

unde:

l = lungimea tronsonului;

N_{cr} = sarcina critică determinată prin procedeul expus;

$N_E = \dfrac{\pi^2 E I}{l^2}$ = sarcina critică după formula lui *Euler*, pentru lungimea de flambaj l.

De pildă, în exemplul de calcul nr. 5 s-a obţinut $c_{\text{critic}} = 36{,}2$. Avem atunci pentru cele două tronsoane ale stîlpului celui mai solicitat:

— Tronsonul inferior:

$$N_{cr} = 36{,}2\,(20 + 50) = 2534 \text{ tf}.$$

$$N_E = \frac{\pi^2 E I_2}{l_2^2} = \frac{(3{,}14)^2\, 25\,000 \times 72}{(80)^2} = 2820 \text{ tf};$$

$$l_{fl} = l_2\sqrt{\frac{N_E}{N_{cr}}} = 80\sqrt{\frac{2820}{2534}} = 84{,}5 \text{ dm}.$$

— Tronsonul superior:

$$N_{cr} = 36{,}2 \times 20 = 724 \text{ tf};$$

$$N_E = \frac{(3{,}14)^2\, 25\,000 \times 21{,}3}{(20)^2} = 13\,200 \text{ tf};$$

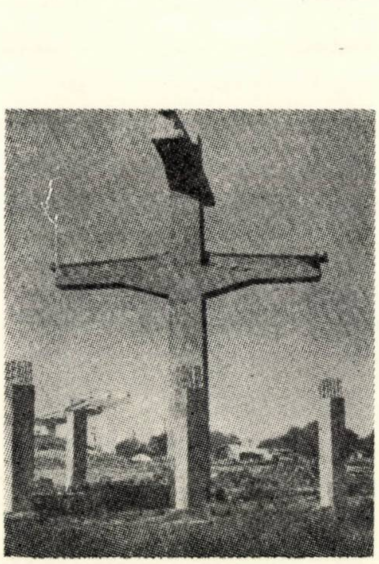
$$l_{fl} = l_1\sqrt{\frac{N_E}{N_{cr}}} = 20\sqrt{\frac{13\,200}{724}} = 85{,}5 \text{ dm}.$$

SISTEM RUTIER PE PATRU NIVELURI EXECUTAT PE PILE PREFABRICATE

Pilele arătate în fotografie sînt realizate din beton armat; ele susţin grinzi continue din beton precomprimat cu deschideri pînă la 24 m.

Pilele constituie sîmburele unui sistem de încrucişări de autostrăzi executat în Texas — S.U.A. Înălţimea pilelor este de 21,30 — 23,50 m; ele au în secţiune transversală forma unui patrulater cu latura de 2,45 m la bază, respectiv de 1,85 m la partea superioară.

Fiecare pilă susţine în consolă două porţiuni de cale, consolele propriu-zise avînd forma unor grinzi I şi o lungime de aproximativ 9,15 m.



Acest sistem are avantajul că reduce numărul de stîlpi, mărind vizibilitatea şi gradul de siguranţă al circulaţiei.

Întreaga armătură a stîlpilor a fost prefabricată şi a fost montată cu ajutorul unei macarale, o schelă metalică de aproximativ 18,30 m înălţime susţinînd-o pînă la realizarea legăturilor. Aceste legături au fost executate numai în dreptul armăturilor principale din stîlpi, cu dispozitive mecanice.

Turnarea stîlpilor s-a executat în patru etape, cofrate succesiv.

(FIP — NOTES)

CU PRIVIRE LA ORGANIZAREA SISTEMULUI INFORMAȚIONAL ÎN CONSTRUCȚII

Ing. **M. Manolache**

Problema conducerii activității de execuție a lucrărilor de construcții, privită în contextul sporirii rolului științei și tehnicii și al perfecționării mijloacelor de producție, trebuie să-și găsească rezolvare, nu numai prin intensificarea eforturilor ce se depun pe linia întăririi disciplinei și răspunderii materiale și sociale față de îndeplinirea sarcinilor ce derivă din secțiunile planului, ci și prin intensificarea acțiunilor de căutare a formelor și metodelor eficiente de organizare.

Pentru a obține eficiență economică maximă în activitatea umană, în industrie și mai ales în construcții este necesară aplicarea și respectarea unor severe principii de dirijare și control, elaborate în strictă concordanță cu conținutul indicatorilor de plan. Pentru a dirija și controla însă, fiecare conducător cu funcții de decizie în diferitele subdiviziuni organizatorice are nevoie de informații referitoare la activitățile și problemele al căror conținut cade în sfera atribuțiilor sale. Informația trebuie considerată ca o componentă importantă a științei conducerii, ca un element de legătură între sarcina de plan și execuția efectivă a acesteia. Funcția de conducere nu se poate realiza fără cunoașterea temeinică și operativă a situației curente, fără cunoașterea efectului probabil al deciziilor luate. În activitatea de construcții-montaj apar frecvent nepotriviri între conținutul indicatorilor planificați și rezultatele obținute, datorită existenței unui imens cîmp de factori materiali și umani care acționează în sensuri diferite. De aici rezultă mult mai pregnant decît în activitatea industrială caracterul cibernetic dificil al funcției de conducere.

A conduce activitatea de construcții înseamnă a stabili un ansamblu de acțiuni care să asigure desfășurarea procesului de producție în scopul realizării obiectivului de investiții la termenul dat, în condițiile reglementate prin acte normative.

Intreprinderea de construcții este un sistem dinamic foarte complex și de aceea procesul de conducere presupune :

— activitate permanentă pentru determinarea necesarului de resurse materiale și umane ;

— studierea prealabilă a particularităților pe care le pune execuția în scopul adoptării soluției organizatorice optime ;

— pregătirea tuturor mijloacelor de executare a deciziilor adoptate, aceasta însemnînd în principal pregătirea oamenilor, instruirea lor asupra procedeelor și metodelor de execuție a sarcinilor ;

— activitate permanentă pentru emiterea documentelor necesare desfășurării activității de construcții-montaj : proiecte, fișe tehnologice, contracte, reglementări cu caracter special ;

— organizarea unui control activ asupra desfășurării activității, precum și a unui sistem informațional care să asigure strîngerea informațiilor în sectorul comandat în cantitatea și de calitatea strict necesară pentru elaborarea deciziilor și comenzilor.

Îmbunătățirea continuă a formelor de organizare, planificare și control este o necesitate obiectivă de importanță deosebită pentru creșterea capacității de producție a întreprinderilor de construcții-montaj. Planificarea operativă a producției care detaliază sarcinile indicînd termene intermediare ale procesului de construcții, ritmul și mijloacele necesare execuției, trebuie să se bazeze pe existența unei diviziuni a muncii riguros fundamentate, pe existența unei structuri organizatorice cu compartimente și sarcini bine conturate, cu legături funcționale și răspunderi bine precizate.

1 – ROLUL, CONȚINUTUL ȘI NECESITATEA SISTEMULUI INFORMAȚIONAL ÎN CONSTRUCȚII

În accepțiunea modernă a cuvîntului, informația este un bun spiritual, produs al activității umane, îndreptat în sensul satisfacerii nevoilor de cunoaștere sau de instruire a omului, în scopul sporirii capacității sale de asimilare și gîndire. Definiția de mai sus duce la concluzia că gradul de competență a unei persoane cu funcție de conducere se poate măsura și exprima prin capacitatea sa de a înțelege și determina sensul informațiilor referitoare la fenomenele social-economice, precum și prin aptitudinea sa de a folosi cunoștințele în practica curentă. Este certă constatarea că un conducător este cu atît mai capabil cu cît este mai complet și mai bine informat.

Conducătorii proceselor de producție, pe diferitele lor trepte organizatorice, trebuie să utilizeze informaţiile pe care le deţin în scopul orientării activităţii productive, al elaborării planurilor, al reglării operative, în scopul îmbunătăţirii calităţii.

Informaţia se exprimă prin date care reprezintă fenomene ale procesului de construcţie. Modul de prezentare a datelor este diferit, atît ca formă, cît şi ca mijloace folosite: numere, cuvinte, tabele, diagrame etc. Realizarea informaţiei necesită un proces complex de culegere şi prelucrare, de interpretare şi analiză a rezultatelor, de determinare a tendinţelor şi consecinţelor. Informaţiile servesc pentru a determina sensul şi semnificaţia fenomenelor în construcţii, pentru a hotărî soluţii şi căi de acţionare prin intervenţii rapide şi eficiente.

Informaţia trebuie să conţină elemente care să lărgească sfera de cunoştinţe a conducătorului şi capacitatea lui de a conduce. Ea trebuie să furnizeze elemente noi, necunoscute de conducător, care ar trebui să atragă atenţia sau să stîrnească interesul. Caracterul de noutate al informaţiei este însă relativ, el depinzînd de nivelul de cunoştinţe al celui căruia ea se adresează.

Eficienţa informaţiei economice, în general, şi în mod deosebit a informaţiei în construcţii depinde în foarte mare măsură de utilitatea, precum şi de valabilitatea şi precizia acesteia. Informaţia trebuie să se refere la problemele care cad în sfera de atribuţii a conducătorului la nivelul organizatoric respectiv. Ea nu are nici o valoare pentru un conducător, dacă pe baza ei nu se pot lua decizii. Deci putem avea informaţii utile pentru unele funcţii de conducere şi fără nici o valoare pentru altele. De exemplu, informaţia privind dereglarea ritmului de livrare a betonului de la o staţie de preparare centralizată la un punct de lucru nu are nici o valoare pentru maistru. Are însă valoare pentru şeful de şantier, care poate decide, pe baza acestei informaţii, folosirea unei părţi din efectivele de betonişti, pe perioada cît durează defecţiunea de la staţia de betoane, la alte lucrări, în conformitate cu necesităţile procesului de construcţie.

Cu privire la valabilitate, trebuie de reţinut necesitatea ca informaţia să fie actuală. Sub acest aspect, informaţia în construcţii este deficitară. Marea majoritate a datelor care preocupă pe conducători în construcţii, cum ar fi preţul de cost, producţia realizată, productivitatea, consumul de forţă de muncă, materiale şi utilaje, sînt cunoscute după 10—15 zile de la încheierea lunii. Informaţiile operative, zilnice, sînt incomplete, aproximative şi în foarte multe cazuri nu reprezintă realitatea.

Pentru conducător informaţia a cărei actualitate este depăşită nu mai are nici valabilitate şi nici utilitate.

Cu privire la precizia informaţiei în construcţii mai sînt multe de făcut. Gradul de precizie a datelor depinde de împrejurări, dar mai ales de exigenţa conducătorilor. În mod obişnuit întîlnim în întreprinderile de construcţii două categorii de informaţii : o categorie care circulă pe fluxul documentelor primare, conţinînd consumuri de materiale, consumuri de fond salarii, cheltuieli cu utilajele, rapoarte zilnice de producţie, documente care stau la baza elaborării bilanţurilor, balanţelor lunare şi a comparativelor dintre elementele devizelor şi cele reale ; şi o a doua categorie, aşa-zisa informare operativă, gen dispecer, care constă în transmiterea de informaţii între diferitele niveluri ale funcţiilor de conducere cu privire la rezultatele şi necesităţile procesului de producţie. Trebuie să reţinem că această a doua categorie de informaţii, de cele mai multe ori, nu este organizată, nu face parte dintr-un sistem informaţional al întreprinderii de construcţii şi conţine erori şi aproximaţii, întrucît are la bază o atitudine empirică faţă de fenomenele economice şi de producţie. La această observaţie mai trebuie adăugată şi aceea privind tendinţa de proliferare a informaţiilor în unele cazuri, în timp ce în altele se poate vorbi de fenomenul invers, acela al limitării difuzării şi analizelor informaţiilor. Pentru a preveni fenomenul de proliferare a informaţiilor s-ar putea adopta metode de informare a excepţiilor, adică a abaterilor faţă de prevederile planului, graficului sau planului operativ.

În construcţii, în momentul de faţă nu se poate vorbi de sisteme informaţionale puse la punct. Chiar dacă această problemă a fost în atenţia unor întreprinderi, în atenţia unor ministere şi institute de cercetare, aplicarea în practică a rezultatelor obţinute a fost de scurtă durată, sistemele degradîndu-se prin neglijenţă în transmiterea datelor, nefolosirea informaţiilor, prin sporirea cantităţilor de date la nivelul organului de decizie sau sub influenţa deficienţelor nedescoperite iniţial sau apărute ulterior, prin informaţii inutile.

Informaţia trebuie să fie legată organic de activitatea de construcţii, ea urmînd a fi integrată în însuşi obiectul realizat. De aceea, fluxul informaţiei trebuie să se desfăşoare în mod obligatoriu paralel cu activitatea de producţie. De aici derivă necesitatea organizării sistemelor statistic informaţional şi operativ informaţional, atît în interiorul întreprinderilor de construcţii, cît şi în afară, în legăturile acestora cu centralele, cu ministerul, cu beneficiarul şi cu întreprinderile colaboratoare, pe fluxul relaţiilor stabilite pentru activitatea de producţie.

Organizarea şi raţionalizarea evidenţei, a circulaţiei informaţiilor, a prelucrării datelor şi a echipării sistemului informaţional trebuie să aibă în vedere cerinţele perfecţionării, planificării şi conducerii în construcţii. Este necesar să se asigure culegerea şi transmiterea informaţiilor de la punctele critice ale procesului de construcţie în funcţie de organizarea acestuia, să se asigure convergenţa fluxului informaţiilor către persoanele cu funcţii de decizie, să se stabilească şi să se respecte principii unitare pentru organizarea procesului informaţional.

Conţinutul informaţional al indicatorilor activităţii de construcţie depinde de nenumăraţi factori, printre care cei mai importanţi sînt:

— gradul de detaliere a elementelor componente sau, altfel spus, ce elemente ale procesului de construcţie fac obiectul informaţiei pentru diferitele trepte de conducere;

— modul de prelucrare a informaţiilor;

— volumul şi caracterul datelor primite de la forul tutelar;

— volumul şi natura deciziilor ce trebuie luate de conducătorii proceselor de construcţie;

— volumul şi natura informaţiilor necesare de la beneficiari şi organizaţiile economice cooperatoare: subantreprize, furnizori etc.

În concluzie la cele spuse mai sus privind rolul, conţinutul şi necesitatea informaţiilor în activitatea de construcţii, arătăm că:

— informaţiile trebuie selectate şi reduse la ceea ce este strict indispensabil pentru luarea deciziilor pe diferitele trepte ierarhice;

— prelucrarea informaţiilor trebuie să scoată la iveală factorii de influenţă asupra cărora conducătorul are obligaţia de a acţiona;

— trebuie asigurată posibilitatea combinării factorilor de influenţă cu rezultate măsurabile, cu factorii ale căror rezultate nu se pot măsura. De obicei această cerinţă este asigurată de capacitatea de înţelegere a conducătorilor;

— eficacitatea funcţionării oricărui sistem informaţional depinde de capacitatea conducătorului de a înţelege informaţia, de gradul în care el este sensibil la recepţionarea ei şi, în sfîrşit, de modul în care acesta transmite decizia şi urmăreşte îndeplinirea ei.

2 – DESPRE POSIBILITĂŢILE DE IERARHIZARE A INFORMAŢIILOR ÎN CONSTRUCŢII

Activitatea de construcţii-montaj, prin natura sa, se deosebeşte de cea desfăşurată în întreprinderi industriale. De aici necesitatea de a organiza sistemul informaţional pentru a include totalitatea caracteristicilor derivate din:

— condiţiile de climă şi caracterul de împrăştiere pe mari suprafeţe a lucrărilor ce se desfăşoară în aer liber;

— condiţiile de spaţii şi front de lucru; necesitatea adaptării continue la situaţiile de provizorat ale fiecărui loc de muncă; continua adaptare a muncitorilor cu noile condiţii de muncă;

— condiţiile de aprovizionare cu materiale prin transporturi, folosind o mare diversitate de tipuri de mijloace şi pe distanţe variabile, de la furnizori ce pot fi diferiţi de la o lucrare la alta;

— condiţiile de modificare continuă a tehnologiei de execuţie datorită caracterului de unicat, precum şi datorită echipamentelor care impun adaptarea clădirilor la necesităţile funcţionale proiectate;

— necesitatea asigurării unei rapide organizări a execuţiei în scopul eliminării pierderilor de timp caracteristice perioadelor de începere a activităţii de construcţii.

În consecinţă, structura sistemului informaţional în construcţii va trebui să conţină, pe lîngă formele clasice ale oricărui sistem informaţional, şi elementele suplimentare derivate din caracterul şi particularităţile proceselor de construcţii-montaj.

Informaţia în construcţii este foarte adesea greu de verificat, uneori aproximativă, canalele pe care ea circulă se modifică în mod continuu ca lungime şi au mereu tendinţe spre fenomene de dezorganizare. Putem spune că în construcţii sistemele informaţionale actuale, bazate pe elemente tehnico-operative, furnizează conducătorilor date de slabă calitate. Materialul informaţional care circulă în prezent în activitatea de construcţii nu poate fi considerat satisfăcător pentru luarea deciziilor şi pentru elaborarea ştiinţifică a programelor de lucru. Cu toată exigenţa manifestată de conducători, deciziile sînt luate uneori pe bază de rutină, fără analiza prealabilă a datelor furnizate, pe bază de discuţii, păreri şi informaţii insuficiente sau chiar eronate. În nici un alt sector de activitate economică nu întîlnim atît de frecvent depăşiri de termene de execuţie şi atît de frecvente modificări ale programelor de lucru stabilite iniţial, ca în activitatea de construcţii-montaj. Informaţia contabil-financiară şi cea statistică, deşi corectă, nu oferă posibilitatea luării unor decizii operative privind procesul de producţie datorită caracterului acesteia de a oferi date pentru perioade depăşite.

Stabilirea unui sistem informaţional care să răspundă cerinţelor producţiei de construcţii şi conducerii acesteia este o problemă complexă şi extrem de dificilă, cu numeroase implicaţii.

În cele ce urmează se face o încercare cu privire la posibilităţile de sistematizare şi ierarhizare a informaţiilor în construcţii pentru cazul general al întreprinderii şi unităţilor sale subordonate.

Prin ierarhizarea informaţiei corespunzător nevoilor conducerii locurilor de muncă ar trebui să înţelegem stabilirea locului unde se produce informaţia şi a canalelor prin care ea circulă şi care duc cel mai repede la cel care are nevoie de ea. Sistemul dinamic de care am vorbit mai sus este alcătuit din elemente componente în interacţiune, în raport de subordonare sau colaborare. Avem deci de-a face cu o circulaţie de mesaje în două sensuri: de trimiterea comenzilor şi de primirea mesajelor cu caracter informativ asupra modului cum sînt executate ordinele. Pentru ierarhizarea informaţiilor s-ar părea că trebuie să luăm în considerare nivelul comenzilor date, adică rangul administrativ-organizatoric al acestora. Nu trebuie să scăpăm din vedere însă faptul că nivelul comenzilor la care ne-am referit, şi pe care ar trebui să-l considerăm drept criteriu în clasificărea și ierarhizarea informației, trebuie corelat cu conținutul și gradul de detaliere a acestora.

Centrala de construcții-montaj stabilește decizii exprimate prin indicatori în domeniul volumului și valorii producției, a termenelor de punere în funcțiune, a indicatorilor cu privire la reducerea prețului de cost și de creștere a productivității muncii etc.

Întreprinderea, pe baza analizei informațiilor pe care le deține din activitatea precedentă, a mijloacelor de care dispune, stabilește măsurile și căile de realizare a sarcinilor exprimate de indicatorii primiți. Prin urmare, conducătorul întreprinderii hotărăște asupra ansamblului de comenzi ce trebuie transmise funcțiilor în subordine prin planurile operative, diversificînd și multiplicînd deciziile în limita sferei de conținut a acesteia. Are loc astfel, din treaptă în treaptă, un proces de diversificare și fărîmițare a comenzilor pînă la elementele componente ale procesului de construcție. Pe tot acest parcurs al transmiterii comenzilor este absolut necesară asigurarea caracterului omogen al deciziilor. Aceasta va asigura și omogenitatea sensului invers al circulației informațiilor.

Putem introduce și folosi în sistemul informațional în construcții noțiunea de rang al comenzii și al informației pentru confirmarea executării acesteia, adică noțiunea de rang al informației.

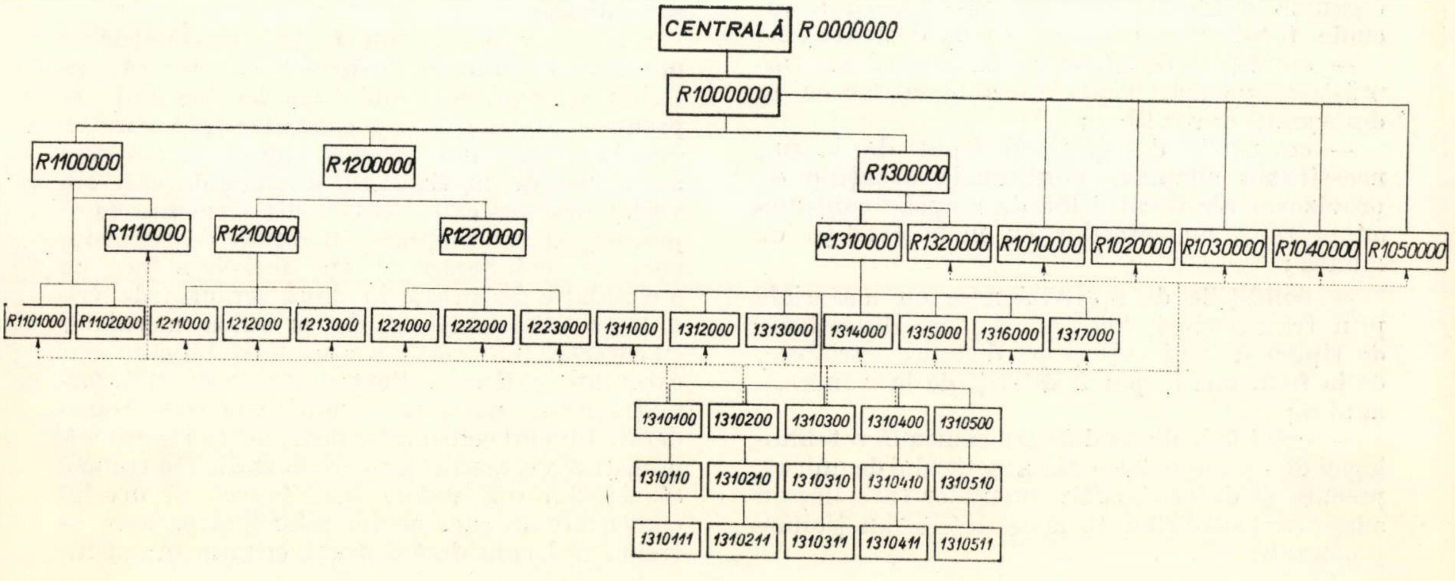
În sensul celor spuse mai sus am putea ierarhiza informația pe trepte corespunzătoare funcțiunilor de comandă din diferitele compartimente ale întreprinderii de construcții. Schema de ierarhizare ar putea fi cea propusă în figura 1.

Am prezentat în această schemă numai o parte din informațiile operative ce trebuie

Legenda funcțiunilor								
0	0	0	0	0	0	0	0	Dir. G-I centrală
0	1	0	0	0	0	0	0	Dir. G-I Intr. Nr. 1
0	1	1	0	0	0	0	0	Director Adjunct
		2	0	0	0	0	0	Director teh. concepție
		3	0	0	0	0	0	Dir. tehnic producție
0	1	1	1	0	0	0	0	Sector cont. financiar
		2	1	0	0	0	0	" concepție
		2	2	0	0	0	0	" preg. producției
		3	1	0	0	0	0	" producție
		3	2	0	0	0	0	" · relații subantreprize
		0	1	0	0	0	0	Colectiv planificare
		0	2	0	0	0	0	" C.T.C.
		0	3	0	0	0	0	" personal
		0	4	0	0	0	0	" CFI
		0	5	0	0	0	0	" juridic
0	1	1	0	1	0	0	0	" administrativ
		1	0	2	0	0	0	" secretariat
		2	1	1	0	0	0	" Tehnolog
		2	1	2	0	0	0	" org. prod.
		2	1	3	0	0	0	" Laborator
		2	2	1	0	0	0	" verif. proiecte
		2	2	2	0	0	0	" recepții-relații
		2	2	3	0	0	0	" conf. prefabric.
		3	1	1	0	0	0	" dispeceri prod.
		3	1	2	0	0	0	" forța de muncă
		3	1	3	0	0	0	" prot. muncii
		3	1	4	0	0	0	" muncă și salarii
		3	1	5	0	0	0	" norme
		3	1	6	0	0	0	" aprovizionare
		3	1	7	0	0	0	" plan materiale
0	1	3	1	0	1	0	0	Șef șantier 1
		3	1	0	2	0	0	" " 2
		3	1	0	3	0	0	" " 3
		3	1	0	4	0	0	" " 4
		3	1	0	5	0	0	" " 5
0	1	3	1	0	1	1	0	Ing. șef. șant. 1
		3	1	0	2	1	0	" " " 2
		3	1	0	3	1	0	" " " 3
		3	1	0	4	1	0	" " " 4
		3	1	0	5	1	0	" " Nr. 1 șant. 5
		3	1	0	5	2	0	" " " 2 " 5
0	1	3	1	0	1	1	1	Șef energ. Nr. 1 șant. 1
0	1	3	1	0	2	1	1	" " " " 2
0	1	3	1	0	3	1	1	" " " " 3
0	1	3	1	0	4	1	1	" " " " 4
0	1	3	1	0	5	1	1	" " " " 5

—— **Circulația informației de la funcția de rang inferior spre funcția de rang superior și circulația deciziei în sens invers**

. . . . . **Circulația informației pentru prelucrare în vederea luării deciziei de către funcția de rang superior**


CENTRALĂ
R 0000000
R1000000
R1100000
R1200000
R1300000
R1110000
R1210000
R1220000
R1310000
R1320000
R1010000
R1020000
R1030000
R1040000
R1050000
R1101000
R1102000
1211000
1212000
1213000
1221000
1222000
1223000
1311000
1312000
1313000
1314000
1315000
1316000
1317000
1310100
1310200
1310300
1310400
1310500
1310110
1310210
1310310
1310410
1310510
1310111
1310211
1310311
1310411
1310511

transmise funcției de conducere. Prin informație operativă trebuie să înțelegem date și fenomene zilnice ale procesului de producție, la o anumită oră, stabilită prin sistemul informațional adoptat.

Din schema propusă rezultă, de exemplu, care este rangul informației privind neasigurarea livrării de către stația centralizată de betoane a unei anumite mărci de beton. Ea este de rangul 7, și sarcina de a decide în legătură cu situația creată revine inginerului șef de șantier. În cazul în care acesta nu reușește să rezolve problema prin decizie corespunzătoare intereselor unei bune desfășurări a procesului de producție, el poate transforma informația în rang superior, transmițînd-o unei funcții imediat superioare.

În circuitul constînd din : constatarea fenomenului care face obiectul informației, transmiterea informației, elaborarea deciziei, transmiterea comenzii (dispoziției), controlul îndeplinirii deciziei, se înregistrează consum de timp. Mărimea acestei durate trebuie redusă la minimum prin scurtarea canalelor pe care circulă informația și decizia, prin măsuri organizatorice privind reducerea timpului de strîngere, sistematizare și prelucrare a informației, precum și prin reducerea volumului informației la strictul necesar.

Întrucît circuitul informației presupune neapărat consum de resurse și de timp, putem considera informația, cu toate operațiile pe care ea le presupune, un proces de lucru și deci o activitate de construcție cu scop de conducere. Mulțimea acestor activități poate forma un interesant obiect de studiu și de cercetare operațională, studiu care ar putea fi îndreptat în sensul stabilirii legăturilor optime dintre funcțiunile de comandă și procesul de producție, a legăturilor dintre funcțiunile de conducere situate pe diferite niveluri organizatorice, a duratelor optime de rezolvare a problemelor de decizie, a eficienței sistemului informațional adoptat. Se folosesc pentru efectuarea cercetărilor amintite mai sus posibilitățile pe care ni le oferă teoria grafelor, din care a fost dedusă metoda graficelor-rețea pentru planificarea activității de construcții-montaj.

Ierarhizarea informațiilor limitează circulația acestora, degrevează funcțiunile de conducere de probleme a căror rezolvare nu le revine în sarcină, contribuie la sporirea simțului de răspundere al conducătorilor.

Am putea admite sisteme informaționale diferențiate, organizate numai pe anumiți indicatori din programele de lucru. De exemplu, am putea organiza fluxuri informaționale pentru prețul de cost, pentru folosirea utilajelor, pentru folosirea forței de muncă, pentru desfășurarea activității de betonare etc.

Sistemele ierarhizate de informații și de comandă ar putea duce la creșterea capacității de prevedere și analiză a conducătorilor, la cunoașterea temeinică a situației procesului de producție în orice moment, la identificarea imediată a perturbațiilor în desfășurarea lucrărilor, la reducerea numărului și circulației informațiilor între treptele ierarhice, la reducerea timpului necesar pentru informări directe prin deplasări pe șantiere și puncte de lucru ale conducătorilor de rang superior, la asigurarea timpului necesar pentru activitatea de concepție și analiză de care are nevoie conducătorul proceselor de construcții-montaj.

În prezent, conducătorii întreprinderilor de construcții, șefii de șantiere, pierd mult timp pentru deplasări pe teren. Uneori acest timp se ridică pînă la 60—70 % din ziua de muncă, rămînînd foarte puțin pentru concepție, elaborare și pregătire, pentru analiză economică și decizii pentru activitatea de perspectivă. Acest timp ajunge uneori la 5—10 % din ziua de muncă a directorului sau șefului de șantier.

3 – UNELE CONSIDERAȚII PRIVIND CLASIFICAREA ȘI CODIFICAREA ÎN CONSTRUCȚII

Elaborarea oricărui sistem informațional presupune o muncă laborioasă pentru identificarea elementelor componente ale organismului economic, pentru determinarea obiectivelor sale, pentru stabilirea volumului și modului de circulație și prelucrare a informației. În afară de necesitatea despre care s-a vorbit, și anume aceea ca informațiile să caracterizeze diversele laturi ale procesului de producție, ele trebuie să alcătuiască un sistem care să răspundă necesităților de prelucrare informațională existent în construcții pentru ca el să poată fi un instrument în conducerea proceselor de producție, în elaborarea proiectelor și a planurilor, în efectuarea analizelor economice prin folosirea eficientă a calculatoarelor.

Sarcina de culegere, grupare, transmitere, prelucrare și analiză a informațiilor se simplifică dacă obiectele procesului de construcție și activitățile necesare pentru realizarea obiectivelor din planul de producție, precum și informațiile înseși sînt codificate. Clasificarea și codificarea în construcții, acțiune insuficient abordată pînă în prezent, trebuie să servească nevoilor de programare a proceselor de lucru și de urmărire a modului cum acestea se îndeplinesc, folosind un limbaj comun, de exemplu limbajul normelor de deviz. Deficiența existentă în prezent, și anume aceea a existenței a două moduri de exprimare a consumului de mijloace, prin norme de deviz, pe de o parte, și prin norme de timp și producție, norme de utilaje, tabele de indici pentru consum de materiale etc., pe de altă parte, trebuie grabnic înlăturată. Această observație trebuie completată cu aceea care se referă la existența unui paralelism în conținutul indicatoarelor de norme de deviz. În prezent, același articol de deviz este inclus în două sau chiar mai multe indicatoare de deviz, cu simbol diferit. Consider că este necesară adoptarea unei concepții unitare, de ansamblu, în stabilirea conținutului mulțimilor de activități de construcții-montaj, care să respecte uniformitatea criteriilor de clasificare și codificare adoptate și ordinea de aplicare a acestora în procesul de desfășurare a producției.

O altă deficiență a actualei clasificări se referă și la materiale. În prezent, anexa 13 la Instrucțiunile de aplicare a H.C.M. 744/1957 face o enumerare alfabetică, incompletă, care nu permite urmărirea consumurilor, nu folosește pentru proiectare, aprovizionare și gestiune. Ceea ce există în prezent nu poate constitui un sistem pentru formularea, prelucrarea și circulația informațiilor și nu permite folosirea mecanizării acestora. De aceea, elaborarea programelor operative nu se poate baza pe existența unor informații exacte, iar conținutul acestora rămîne în continuare lipsit de caracterul său concret, operativ și științific.

Pentru a se obține un limbaj comun al informațiilor în construcții sînt necesare :

— îmbunătățirea actualelor forme de conducere a activității de construcții-montaj și de elaborare a documentațiilor tehnico-economice care stau la baza execuției ;

— stabilirea mulțimilor și submulțimilor informațiilor necesare conducerii proceselor de construcții-montaj ;

— stabilirea principiilor de codificare, în vederea prelucrării mecanizate sau automatizate a informațiilor, în concordanță cu nomenclatoarele de clasificare adoptate ;

— adaptarea actualelor evidențe economice, a colecțiilor de indici existente și verificate de practică, a documentelor cu caracter de acte normative folosite în prezent sau în curs de elaborare ;

— adoptarea unui sistem unitar de clasificare a producției de construcții care să includă criterii funcționale, constructive, tehnologice și materiale.

Studiile necesare pentru realizarea sarcinilor enumerate mai sus trebuie să ducă în final la posibilitatea transformării proceselor de construcție și de conducere a acestora în procese operaționale.

La elaborarea schemelor de principiu privind legăturile organizatorice ale conducerii producției de construcții trebuie avute în vedere activitățile ce revin beneficiarului, proiectantului și constructorului, definindu-se în mod deosebit următoarele elemente :

— producția de construcții,

— obiectul activității de construcție,

— metoda de planificare a activității de construcție,

— mulțimile și submulțimile de informații pentru diferitele trepte ale conducerii și metodele de culegere și prelucrare a acestora.

Se impune, ca urmare a celor expuse mai sus :

— necesitatea clasificării și codificării obiectelor de construcții și a componentelor acestora, pe baza unităților tehnologice ale execuției, cu detaliere pînă la articolul de deviz al cărui conținut ar trebui reconsiderat ;

— necesitatea clasificării și codificării materialelor, a forței de muncă, utilajelor financiare necesare procesului de producție.

Principala formă de exprimare a informațiilor rămîne cea numerică. În adoptarea principiilor de codificare trebuie însă neapărat să ținem seama de :

— necesitățile economice și posibilitățile de care dispun cei ce vor utiliza sistemul codificat al informațiilor ;

— posibilitatea de a asigura valabilitatea îndelungată a sistemului codificat fără să fie necesară transformarea acestuia ;

— identificarea informației la care se referă codul să se facă cu ușurință, fără necesitatea unor traduceri sau transformări greoaie ;

— posibilitatea de a se asigura prelucrarea mecanică sau automată a informațiilor ;

— clasificarea exprimată de sistemul codificat adoptat să permită adăugarea noțiunilor noi fără modificarea structurii sistemului.

Elementul de bază al producției de construcții rămîne totuși procesul elementar. El servește atît pentru evaluarea lucrărilor, cît și pentru determinarea resurselor necesare realizării lor. El este alcătuit din succesiunea operațiilor ce se execută după o anumită tehnologie, pe același loc de muncă, cu folosirea acelorași categorii de utilaje, materiale și muncitori aparținînd aceleiași grupe de calificare. Acesta ar trebui să corespundă articolului de deviz și să conțină totalitatea operațiilor necesare pentru realizarea unității de măsură în care se exprimă obiectul planificării operative.

Mulțimile proceselor elementare de construcții trebuie să fie clasificate pe categorii de lucrări, acestea făcînd obiectul indicatoarelor de norme de deviz. Gruparea și simbolizarea normelor de deviz existente în prezent nu sînt unitare și nu satisfac necesitățile planificării operative, pentru că ea reclamă prelucrări suplimentare, atît pentru elaborarea devizelor, cît și pentru activitatea de planificare. Existența a peste 50 000 de articole de deviz incluse în prezent în indicatoarele de norme de deviz și tendința de creștere continuă a numărului acestora impune necesitatea clasificării și codificării, care să permită sortarea și gruparea rapidă atît pentru elaborarea devizelor și a situațiilor de lucrări, cît și pentru planificarea operativă.

Actualele norme de deviz iau în considerare numai aspectul tehnologic. Ele nu privesc și latura funcțională, spațială a procesului de construcții, deși necesitățile de planificare operativă și de conducere impun considerarea defalcării obiectului de construcție în părți componente. Această deficiență se corectează în prezent prin elaborarea devizelor pe categorii de lucrări și uneori chiar pe părți de categorie în cadrul devizelor pe obiecte ce se întocmesc de către proiectant.

Interesele conducerii activității de construcții duc la adoptarea sistemului de clasificare și codificare alfa numeric de tipul arbore.

Acesta trebuie să aibă în vedere succesiunea tehnologică reflectînd ordinea activităţilor care alcătuiesc procesele elementare. Acţiunea de clasificare şi codificare a obiectelor, lucrărilor şi serviciilor în construcţii, care se efectuează pe baza H.C.M. nr. 389/1969, coordonată de colectivul pentru balanţa legăturilor dintre ramuri din cadrul C.S.P., s-a încheiat într-o primă etapă, şi anume etapa de clasificare unică. Această acţiune a avut în vedere necesităţile dezvoltării ramurii construcţiilor, ţinînd seamă de principiile organizării sistemului informaţional în construcţii.

În lumina acestor principii, să examinăm în cele ce urmează posibilităţile de a organiza un sistem informaţional în Întreprinderea de construcţii nr. 1 a Consiliului popular al municipiului Bucureşti pentru mulţimea acţiunilor de coordonare a proceselor de construcţii. Presupunem că a fost stabilită mulţimea acţiunilor de organizare, precum şi mulţimea activităţilor de producţie prin indicatori şi indici normaţi prin planurile operative. Coordonarea activităţii de construcţie constituie o problemă de deosebită importanţă şi ea trebuie rezolvată cu prilejul organizării întreprinderii şi şantierelor pe diferite trepte ale acestora.

În figura 1 a fost prezentată simplificat structura organizatorică a întreprinderii considerate. Rezultă din examinarea organigramei amintite, existenţa a 7 trepte de funcţiuni organizatorice. Fiecărei trepte îi va corespunde o anumită submulţime de elemente informaţionale necesare pentru acţiunea de coordonare căreia să-i atribuim un rang în concordanţă cu nivelul organizatoric al funcţiunii considerate, în sfera căreia a fost stabilită această submulţime.

Ultima funcţiune organizatorică a întreprinderii, căreia i se stabileşte submulţimea informaţiilor necesare pentru activitatea de coordonare, este şeful de lucrare. Acestuia i se impun, prin enumerare, elementele pe care va trebui să le raporteze zilnic privind evoluţia procesului de construcţie, adică mulţimea informaţiilor de rang 7 referitoare la influenţele exterioare şi abaterile înregistrate faţă de programul stabilit prin planul operativ al compartimentului pe care-l conduce. Submulţimea informaţiilor pe care şeful de lucrare trebuie să o transmită funcţiei de pe treapta imediat superioară, inginerul şef coordonator, este considerată la ultimul grad de detaliere, adică ea este submulţimea informaţiilor de amănunt. De exemplu, şeful de lucrare va trebui să raporteze zilnic inginerului şef abaterile faţă de sarcinile planificate, respectiv eventualele influenţe perturbatorii cum ar fi :

— număr de oameni absenţi pe fiecare echipă ;

— ore de stagnare pe fiecare utilaj şi cauzele acestor stagnări ;

— materialele nelivrate conform planificării, denumirea acestora şi cantitatea ;

— evenimente deosebite care au perturbat procesul de lucru.

Evenimentele perturbatorii ale căror efecte au putut fi corectate în cursul zilei de lucru de către şeful de lucrare nu constituie elemente informaţionale pentru funcţia imediat superioară şi nu se transmit.

Modul de transmitere se stabileşte prin sistemul informaţional adoptat de către întreprindere şi va trebui să aibă caracter unitar.

Submulţimile informaţiilor transmise de şefii de lucrări servesc inginerului şef la elaborarea deciziilor de reglare a proceselor de lucru pentru ziua următoare. Pentru problemele pe care nu le poate rezolva, acesta elaborează mulţimea informaţiilor de rang 6 pe care le transmite funcţiei superioare, adică şefului de şantier.

Din treaptă în treaptă, informaţiile ajung în cele din urmă la directorul general al întreprinderii, reducîndu-şi gradul de detaliere şi volumul.

În afară de informaţiile care privesc folosirea resurselor şi dirijarea lor coordonată în conformitate cu prevederile planului operativ, circulă şi informaţii privind relaţiile cu beneficiarii, cu proiectanţii şi cu întreprinderile cooperatoare sau subantreprize. Aceste informaţii sînt transmise prin şefii de şantiere colectivelor din treapta 4 a organigramei care se ocupă de rezolvarea problemelor la care ele se referă sau care, după caz, le transmit treptelor superioare. Deciziile se întorc apoi la şeful de şantier prin funcţiunile de pe treapta 3.

Am adoptat pentru clasificarea informaţiilor criteriul organizatoric rezultat din organigrama întreprinderii, iar pentru codificarea informaţiilor sistemul numeric (fig. 1).

Folosirea mijloacelor rapide de calcul în vederea luării deciziilor în procesul economic impune analiza şi sinteza sistemului informaţional pe toate treptele şi etapele sale. Sistemul informaţional fiind parte componentă a procesului de conducere, este element component al sistemului cibernetic. În cele expuse anterior am văzut că sistemul informaţional este un ansamblu care prelucrează informaţia de intrare, furnizînd la ieşire informaţia de comandă pentru procesul economic. În vederea prelucrării, informaţiile trebuie organizate în şiruri, iar pentru raţionalizarea folosirii calculatoarelor trebuie elaborate algoritme de prelucrare. Această activitate preliminară constituie etapa de bază în fundamentarea teoretică a sistemului informaţional adoptat.

Bibliografie

[1] Lange O. : *Introducere în cibernetica economică*, 1967.

[2] Guiasu S. : *Aplicaţii ale teoriei informaţiei*, 1968.

[3] Mihalache D.: *Informaţia ca factor esenţial în conducerea ştiinţifică a întreprinderilor.* Studii de statistică 24—27 ianuarie 1968. A 6-a consfătuire DCS.

[4] Paltin C.: *Principii şi aplicaţii la un flux informaţional ierarhizat într-o întreprindere de construcţii-montaj.*

[5] Aurian J., Mircea M.: *Aspecte privind sistemul unitar de clasificare şi codificare în construcţii.* Studii de statistică 24—27 ianuarie 1968. A 6-a consfătuire DCS.

[6] Costache N.: *Sistemul informaţional economic.*

CRONICA

SIMPOZIONUL „EUROPREFAB"
privind
„Metode industriale de producție a elementelor prefabricate"
Praga, 30 septembrie — 4 octombrie 1969

Organizația europeană pentru promovarea prefabricării și altor procedee industrializate de construcție, denumită prescurtat „EUROPREFAB", a luat ființă de circa trei ani, fiind creată de: Asociația belgiană pentru industrializarea construcțiilor, Asociația italiană de prefabricate pentru industrializarea construcțiilor, Federația națională pentru construcții din Franța, Comitetul unit al constructorilor britanici de sisteme și al fabricanților de elemente de construcții, Ministerul pentru construcția de locuințe din Spania, Centrul de construcții din Austria, Asociația elvețiană pentru prefabricate, Asociația pentru studii în domeniul prefabricatelor din Germania, Asociația constructorilor de sisteme din Olanda, Institutul de cercetări pentru mecanizare — VUM — din Cehoslovacia. Toate aceste asociații sînt considerate ca membri fondatori, iar VUM ca membru fondator special.

Sediul organizației este stabilit la Zürich.

Statutul „EUROPREFAB" prevede, în afara membrilor fondatori și fondatori speciali, următoarele categorii de membri: membri reali, care pot fi obișnuiți — în cazul organizațiilor particulare, și membri speciali — în cazul organizațiilor de stat; membri observatori, care pot fi organizații naționale sau internaționale și persoane particulare. Toate organizațiile care doresc să devină membri reali ai „EUROPREFAB" vor trebui să fie mai întîi membri observatori timp de un an.

Această ierarhie a membrilor este considerată complicată chiar de către membrii consiliului de conducere, din care fac parte 10 persoane și se intenționează să se aducă o simplificare, în sensul stabilirii numai a două categorii de membri: fondatori și noi.

Membrii asociației plătesc o cotizație anuală, fixată de adunarea generală a membrilor, care este diferențiată în funcție de calitatea acestora (membrii observatori plătesc jumătate din cotizația fixată pentru membrii fondatori și reali, iar persoanele particulare nu plătesc cotizație).

Ca scopuri principale ale organizației „EUROPREFAB" se menționează: schimburi de informare tehnică și statistică, promovarea contactelor tehnice și comerciale între asociații, grupuri industriale, firme și persoane, organizarea de conferințe, simpozioane, expoziții și călătorii de studii pentru promovarea industrializării construcțiilor.

Pe linia preocupărilor organizației „EUROPREFAB", simpozionul ținut la Praga la începutul lunii octombrie 1969 a avut ca temă „Metode industriale de producție a elementelor prefabricate" și a reunit peste 200 de participanți.

În cadrul lucrărilor simpozionului au fost prezentate opt referate și anume:

1. Principiile tehnice, economice și materiale ale producerii pe cale industrială a prefabricatelor de construcții (prof. Richard von Halász de la Institutul politehnic din Berlin).

În referat, autorul stabilește cîteva principii generale, care consideră că ar trebui să fie avute în vedere la dezvoltarea structurilor constructive pentru clădirile înalte la care se folosesc elemente prefabricate.

Primul principiu enunțat prevede că structura ideală a unei clădiri înalte executată din prefabricate se compune din panouri mari, pe cît posibil într-un număr cît mai redus, respectiv panouri cît mai mari și cît mai ușoare, corespunzătoare tuturor condițiilor fizicii construcțiilor, cu instalațiile și finisajele înglobate.

Privit în ansamblu, la proiectarea construcțiilor care se execută prin montaj, este deosebit de important ca numărul elementelor să fie cît mai redus. Fiecare element în parte trebuie să acopere o suprafață de perete sau de planșeu cît mai mare.

Este evident că ar fi bine ca elementele să fie cît mai ușoare posibil. Deși în prezent domină aproape exclusiv panourile mari din beton greu, care au fost dezvoltate cel mai mult din punct de vedere tehnic, în ultimii ani se observă o tendință spre panourile din beton și chiar spre pereți ușori din alte materiale. Elementele ușoare au devenit obiectivul cel mai apropiat, care vor permite trecerea de la elementul de suprafață la elementul spațial.

În viitor, principiul menționat mai înainte se va putea enunța astfel: „Structura ideală a unei construcții înalte se va compune din cît mai puține elemente spațiale avînd finisajele înglobate, adică elemente portante acoperind spații cît mai mari, cît mai ușoare, corespunzătoare tuturor condițiilor fizicii construcțiilor".

Acest principiu va deveni valabil cu atît mai curînd cu cît se va reuși mai repede a se realiza betoane ușoare ireproșabile, suficient de rezistente, izolante din punct de vedere termic și al difuziunii vaporilor, sau cu cît mai repede se va reuși să se realizeze elemente din alte materiale decît betonul (materiale sintetice, produse superioare din lemn, metal etc.), care să satisfacă condițiile tehnice și totodată să fie economice.

Al doilea principiu, care poate fi considerat ca de la sine înțeles, este următorul: „La proiectarea elementelor plane sau spațiale, limita de greutate care nu poate fi depășită este determinată de capacitatea de ridicare a macaralelor". În ultimii ani această limită a crescut, ajungînd, de exemplu la panourile mari, în jur de 10 tone.

Al treilea principiu, care nu totdeauna este recunoscut și acceptat, este următorul: „În ipoteza unui volum de construcții suficient de mare, o macara mai mare va fi mai economică în comparație cu una mai mică". Justețea acestui principiu a fost verificată și la metodele de lucru tradiționale.

Al patrulea principiu, care se referă la structurile cu schelet, este formulat astfel: „Structura ideală cu schelet trebuie să se compună din celule schelet cît mai puține, respectiv cît mai voluminoase, avînd caracter portant și finisajul înglobat". Îmbinările și etanșările elementelor de completare-finisaj trebuie să fie realizate prin operații cît mai simple (de ex. prin suspendare, zăvorire, înțepenire, prindere prin cleme).

Se consideră că, în nici un caz, nu s-ar mai putea admite de a se îmbina la fața locului un schelet format din stîlpi, rigle și grinzi, și de a completa ulterior pereții și planșeele. Gradul de prefabricare ar fi prea redus, iar consumul de manoperă pe șantier prea mare.

2. Factorii care influențează industrializarea în construcții (prof. ing. arh. Vladimir Cervenka de la Institutul de cercetări pentru construcții și arhitectură din Praga).

Producția industrială a elementelor de construcții a atins o treaptă de dezvoltare la care apare necesar ca principiile actuale de bază ale acestei dezvoltări să fie supuse unei revizuiri prin confruntarea lor cu experiența dobîndită. După părerea autorului, unele condiții, considerate ca indispensabile dezvoltării metodelor industriale, au fost puse prea rigid, astfel că ele nu corespundeau nici intereselor producției, lucru ce a făcut ca ele să fie depășite de experiența dobîndită pînă în prezent în ramurile dezvoltate ale industriei.

Pentru dezvoltarea industrializării în construcții, hotărîtoare nu este concepția unor noi sisteme constructive, ci desăvîrșirea organizării producției și a utilajelor respective, pentru ca aceasta să se apropie de nivelul ramurilor industriale avansate şi să beneficieze de foloasele pe care industrializarea le oferă.

Realizarea de construcţii din elemente prefabricate pe cale industrială sporeşte apreciabil productivitatea muncii în construcţii, precum şi capacitatea totală de producţie. În anumite domenii din ramura construcţiilor, în special în construcţia de locuinţe, nu ar fi posibil ca prin metode tradiţionale să se facă faţă actualelor cerinţe şi cu atît mai puţin celor viitoare.

O construcţie realizată din elemente de construcţie prefabricate pe cale industrială este calitativ mai bună decît o construcţie analogă, dar executată prin metode tradiţionale. Această situaţie nu a fost atinsă încă peste tot, ci numai unde a fost acumulată o experienţă corespunzătoare şi au fost respectate regulile tehnologice.

La aprecierea rezultatelor obţinute pînă în prezent în industrializarea activităţii de construcţii trebuie menţionate şi lipsurile întîlnite, datorate unei aplicări mecanice a principiilor normării şi tipizării industriale, nu numai în producţia elementelor de construcţii, dar şi la proiectarea clădirilor şi cvartalelor. În astfel de cazuri, cu drept se reproşează metodelor de construcţii industrializate că ele nu se adaptează în suficientă măsură condiţiilor prescrise, funcţionale, arhitecturale şi urbanistice, consecinţa acestui lucru fiind aspectul monoton al noilor cartiere de locuit. Aceste deficienţe nu sînt inevitabile şi o renunţare exagerată în alegerea diferitelor produse ale industriei construcţiilor nu poate fi în nici un caz justificată prin pretextul realizării de economii în construcţii.

Producţia în masă a elementelor de construcţie a atins un nivel la care se impune să se facă o reconsiderare şi o modificare a unor principii de proiectare şi execuţie, dacă se urmăreşte ca dezvoltarea în continuare să progreseze. Unele principii în proiectarea elementelor de construcţii şi ale construcţiilor realizate cu acestea, care pînă în prezent au impulsionat dezvoltarea metodelor industriale, la atingerea unui anumit nivel al fabricaţiei devin o piedică a dezvoltării în continuare a acestei activităţi. Astfel, de exemplu, elementele de construcţie prefabricate au fost destinate unui număr restrîns de proiecte tip, respectiv unui anumit sistem constructiv şi deci ele nu sînt folosite pentru alte sisteme constructive sau alte proiecte tip. Rezultatul este că ele asigură serii de fabricaţie mai reduse decît dacă ar fi corespunzătoare pentru un număr mai mare de tipuri de construcţii. Este necesar ca, în prezent, actuala metodă de tipizare şi normare a elementelor de construcţii produse pe cale industrială şi a clădirilor realizate cu acestea, să fie supusă unei verificări, dezvoltîndu-se totodată un alt sistem în care elementele să fie interşanjabile şi aplicabile la mai multe feluri de construcţii. Aceasta ar permite o mărire substanţială a seriilor de fabricaţie şi de a folosi instalaţii de producţie cu o mai mare productivitate şi eficienţă economică.

Una din orientările principale ale dezvoltării în continuare a organizării şi tehnologiei trebuie să fie tendinţa ca, folosind aceleaşi utilaje de producţie şi fără a spori sensibil cheltuielile de producţie, să poată produce numărul dorit de variante funcţionale ale elementelor de construcţie, înrudite din punct de vedere tehnologic.

Un factor important, care va influenţa dezvoltarea producţiei pe cale industrială a elementelor de construcţie, sînt materialele plastice şi metalice, care sînt deosebit de indicate pentru dezvoltarea metodelor producţiei industriale.

3. Principiile de bază pentru executarea construcţiilor cu prefabricare uşoară (dr. ing. Giovanni Varlonga de la firma FEAL din Milano).

În acest referat se face o trecere în revistă a problemelor legate de planificarea şi organizarea unei întreprinderi profilate pentru construcţia coordonată.

Prin ,,sistem constructiv coordonat'' autorul înlocuieşte definiţia procedeelor cunoscute sub denumirea de prefabricare ,,grea'' şi prefabricare ,,uşoară''. În sistemul constructiv coordonat, prefabricarea se foloseşte ca un moment tehnic, ca un mijloc de a face procesul de producţie mai eficient, fără a avea însă prefabricarea drept obiectiv.

Sistemul coordonat înglobează tipizarea dimensiunilor, corelarea utilajelor de construcţii şi circumscrierea precisă a normelor pentru a satisface printr-o eficienţă industrială libertatea şi flexibilitatea arhitecturală. Luat în acest sens, sistemul coordonat ajunge la prefabricarea în sistem ,,deschis''.

Principalele probleme care se pun în sistemul coordonat, sînt: stabilirea tipurilor şi sortimentelor de prefabricate, stabilirea modului de fabricaţie (industrial sau pe şantier) şi a capacităţii optime de producţie.

Alegerea numărului de tipuri de prefabricate trebuie înţeleasă în spiritul numărului de prefabricate de acelaşi tip ce trebuie produs. Pentru producător, soluţia cea mai simplă este să producă numai un singur tip din aceeaşi grupă, însă pentru arhitect numărul de tipuri trebuie să fie suficient de mare ca să aibă posibilitatea unei alegeri corespunzătoare. Stabilirea numărului de tipuri depinde de dimensiuni, finisaje etc. În această acţiune trebuie să ne gîndim mereu la coordonare, care ne obligă să menţinem nemodificată metodologia şi tehnica de montaj pe şantier. Trebuie să ţinem seamă de faptul că eficienţa economică în producţia prefabricatelor de construcţii nu este determinată doar de procesul de fabricaţie, ci şi de operaţiile secundare, care fac ca producţia să fie posibilă.

Pentru rezolvarea acestor probleme dificile este necesară folosirea de ordinatoare.

Faptul dacă producţia tuturor elementelor prefabricate trebuie concentrată într-o singură fabrică sau distribuită la mai multe puncte de producţie depinde de mai mulţi factori, ca: posibilităţile financiare ale întreprinderii respective, posibilităţile de desfacere, calitatea şi costul produselor.

În ceea ce priveşte capacitatea optimă de producţie anuală a unei organizaţii de construcţii, care lucrează după sistemul coordonat, se arată că este de circa 50 mil. dolari; la o asemenea producţie, pentru maşinile şi instalaţiile necesare este nevoie de un teren de circa 5 ha.

4. Proiectarea producţiei după sistemul constructiv în cadre de ferestre (Peter Gardiner de la firma Gardiner Sons & Co. din Bristol — Anglia).

In referat se face o descriere a elementelor de construcţie fabricate în sistemul ,,Thermgard'' de către întreprinderile de specialitate ale firmei respective.

Sistemul Thermgard permite un sistem constructiv în baza modulului de 10 cm şi a unui sistem orizontal de coordonate cu intervalele de 10 moduli (1 m). Reţeaua verticală de coordonate prezintă intervale de 6 moduli (60 cm). Construcţia în cadre de oţel se compune din grinzi şi stîlpi, cu consum redus de material, permiţînd formarea de structuri în cadre deschise. Caracteristic la acest sistem este folosirea unor grinzi-centură de formă specială, care permit îmbrăcarea construcţiei cu orice material (cărămizi, panouri de beton sau panouri cortină etc.). Grinzile centură se aşază în jurul clădirii la înălţimea pardoselilor şi acoperişului. Ele sînt prevăzute cu o talpă interioară care foloseşte ca reazem îmbrăcămintii exterioare, precum şi ca element de fixare a ferestrelor. Ferestrele şi uşile sînt din elemente de aluminiu presat plastic. Ferestrele sînt independente de îmbrăcămintea de închidere a clădirii şi se pot monta imediat ce tocul este gata.

Întreaga producţie de ferestre a firmei (circa 600 mii lire st. anual) se realizează din aluminiu.

Pentru sistemul Thermgard a fost concepută o placă planşeu de beton armat avînd dimensiunile de 10 × 3 moduli, care reazemă pe grinzi aşezate la 10 moduli interax, prin intermediul unei fîşii izolatoare de plută.

Sistemul Thermgard se foloseşte la construcţii de şcoli, spitale, birouri. Pentru spitale şi clădiri de birouri, stîlpii sînt prefabricaţi din beton centrifugat.

5. Sistemul de prefabricare VANEG (ing. H. Mulder de la Van Egteren Industriäle constructie—beton din Olanda).

Sistemul VANEG foloseşte panouri prefabricate de beton care se îmbină prin bolţari. Prefabricatele se produc după tehnologia pe bandă. Fabrica produce panouri pentru şapte case individuale pe zi. Panourile sînt de beton şi au toleranţe foarte reduse. Grosimea panourilor pentru pereţii exteriori este de 18 cm, iar pentru pereţii interiori portanţi de 16 cm. Panourile de planşeu au 12 cm grosime.

Panourile de pereţi sînt fixate prin şuruburi de cleme de oţel, fixate tot prin şuruburi de toartele cu ghivent prevăzute pe marginile panourilor.

Fabricaţia acestui tip de prefabricate a început în mijlocul anului 1965, iar pînă în anul 1968 au fost realizate 3 000 de case. Sistemul este economic pentru construcţia în serie a minimum 100 de case.

Investiţia de capital pentru echipamentul de utilaje al fabricii, inclusiv trei macarale pentru echipele de montaj, se ridică la 1,2 mil. dolari.

Producția și îmbinarea structurii de rezistență a unei case individuale ieftine (150 m²) consumă 160 de ore de lucru normale, 135 muncitori realizînd 35 de case într-o săptămînă. Pentru instalațiile interioare și exterioare se consumă 320 de ore de lucru normale la o casă; fundațiile și organizarea șantierului necesită 20 ore la o casă.

6. Tehnologii și instalații pentru prefabricatele de beton din R.S.C. (ing. Iaroslav Karfus de la VUM din Praga)

Autorul arată că necesitatea imperioasă de a dota fabricile de prefabricate cu instalații adecvate și productive, care să permită diferite aranjamente ale spațiului disponibil și producția de prefabricate de diferite tipuri, a dus la proiectarea și realizarea de utilaje proprii, ale căror volume și productivități să fie corelate reciproc.

La baza cercetării și proiectării de utilaje pentru producția de elemente de prefabricate, în cadrul Institutului de cercetări pentru mecanizarea, automatizarea și tehnologia producției de elemente prefabricate pentru construcții — VUM — din Praga, au fost aplicate următoarele principii:

— folosirea compactării prin vibrare de intensitate mare;

— accelerarea întăririi betonului proaspăt prin aburire rapidă cu abur fără presiune;

— aplicarea tehnologiei de vibrovacuumare;

— asigurarea producției de plăci de beton cu suprafețe complet finisate, fără intervenția muncii manuale;

— reducerea consumului de materiale și a cheltuielilor de producție prin adaptarea instalației pentru producerea prefabricatelor de beton precomprimat;

— adaptarea formei și armăturii elementului prefabricat la posibilitățile instalației de fabricație.

În condițiile existente în prezent în R.S.C., cît și în alte țări, se pare că soluția cea mai avantajoasă este un aranjament de tip mecano, compus din mașini individuale caracterizate printr-o universalitate maximă. Ca urmare, la VUM a fost creat setul de mașini cunoscut sub denumirea de tip US 300, reprezentînd linia universală de producție tip mecano. Mașinile care compun această instalație efectuează următoarele operații: împrăștierea în tipare a betonului proaspăt, cu tratarea simultană a suprafeței inferioare prin metoda plastifierii; compactarea betonului prin vibrare aplicată de sus, de jos sau din interior; formarea de goluri transversale sau longitudinale din plăci cu ajutorul miezurilor de vibrare sau postvibrare; calibrarea grosimii prefabricatelor prin aplicarea continuă și netezirea stratului de mortar al tencuielilor; stropirea fundului tiparelor cu substanțe decofrante; bascularea mecanică a fundurilor de tipare între operații cu ajutorul unui schimbător; bascularea fundurilor de tipare pentru evacuarea elementelor, precum și o serie de alte operații.

Domeniul de folosire al fiecărei mașini este foarte larg și în principiu acest domeniu nu este redus nici prin dimensiunile prefabricatului și nici prin forma sau compunerea acestuia. Capacitățile de producție, corespunzător cu condiția aleasă, se află între 12 mii m³ și 40 mii m³ prefabricate pe an. Pentru capacități mai mici (5—6 mii m³) un avantaj îl prezintă procedeul vibrovacuumării.

Tratarea suprafețelor prefabricatelor realizate prin vibrovacuumare poate fi realizată prin folosirea mijloacelor produse în Anglia, cunoscute sub denumirea de Ceramicoat, Ceramicrete și Ceramitex, care au avantajul că se pot aplica pe betonul umed, sînt materiale etanșe, sînt neutre din punctul de vedere al electricității statice și resping praful.

O tehnologie interesantă (concepută în cadrul institutului VUM) o reprezintă producția de panouri mari pentru pereți despărțitori din vată minerală îmbibată cu rășini sintetice, care au o densitate aparentă între 600 și 1 200 kg/m³, iar rezistența la compresiune 200 kgf/cm². În combinație cu polistirenul celular și cu plăcile de Ceramicrete, panourile respective pot fi folosite și la pereții exteriori.

7. Depozitarea și transportul considerate ca aspecte ale execuției de construcții din prefabricate de beton (ing. Oskar Liechti de la Societatea anonimă STAHLTON din Zürich).

După ce arată pe scurt forma organizatorică uzuală în Elveția la realizarea unui obiect de construcție, autorul analizează unele probleme legate de depozitarea și transportul prefabricatelor. Astfel, în ceea ce privește realizarea unui depozit de șantier, se arată că, deși acesta prezintă unele avantaje, producerea de elemente fiind posibilă independent de mersul lucrărilor pe șantier, cere însă un efort economic care încarcă prețul prefabricatelor. De menționat că, în Elveția, producătorul de prefabricate asigură pe contul său locul de depozitare lîngă șantier. Cheltuielile făcute cu depozitarea elementelor prefabricate sînt apreciabile.

În ceea ce privește transportul, cheltuielile de transport se ridică la 5—10% din prețul de vînzare, reprezentînd în medie 7% din producția valorică a întreprinderii. Influența hotărîtoare asupra cheltuielilor de transport o exercită tonajul care trebuie transportat. Se impune ca, prin conceperea corectă a construcțiilor realizate din prefabricate, problema construcțiilor să fie rezolvată cu un minimum de materiale pentru faptul că economia de beton, nu numai că influențează direct cheltuielile pentru materiale, ci duce la economii de transport și montaj. În construcția de locuințe, reducerea greutății se poate realiza în condiții mai puțin bune, deoarece dimensiunile elementelor se stabilesc în mai mică măsură din condițiile statice, și mai mult pe considerente fonice și termice.

Totodată, asupra cheltuielilor de transport influențează într-o mare măsură și respectarea prescripțiilor legale de transport (tonajele convoaielor de transport, gabarite maxime etc.), astfel ca să nu fie necesară obținerea de aprobări speciale.

Pentru a ilustra mai bine aspectele legate de problema transporturilor, autorul dă o serie de exemple concrete legate de realizarea unor lucrări de construcții.

Prin cele arătate și exemplele prezentate, autorul a vrut să ilustreze faptul că pentru transportul de elemente prefabricate nu se pot emite reguli general valabile și că este foarte important ca la proiectare să se țină seamă de problemele transportului și de faptul că o construcție din prefabricate trebuie concepută și proiectată și sub acest aspect.

8. Transportul elementelor de construcție (ing. Åke Fröroth de la Institutul de cercetări în construcții din Stockholm).

Dintre problemele tratate în acest referat, considerăm că o importanță mai deosebită o prezintă următoarele:

— lungimea economică a *drumului de transport*, care este apreciată ca o problemă greu de rezolvat, datorită faptului că eficiența economică este influențată de foarte mulți factori, astfel încît, practic, fiecare livrare trebuie tratată individual;

— amplasamentul unei fabrici pentru prefabricate de beton nu poate fi stabilit, în general, cu exactitate; el este legat mai mult sau mai puțin de balastiere, dar în special de zonele de desfacere a produselor; pentru fabricile care produc elemente de construcții pentru obiective industriale sau asemănătoare nu este posibil să se stabilească zone de desfacere delimitate geografic;

— producerea pe șantiere a elementelor de construcție pentru locuințe, prin echipamente mobile de mare productivitate, este o metodă bună, care permite reducerea cheltuielilor de transport.

*

După cum se poate constata din cele de mai sus, referatele respective prezintă foarte multe probleme interesante legate de producția prefabricatelor. Exceptînd pe cele care sînt legate de condițiile specifice producției de elemente prefabricate din țara raportorului respectiv, o serie dintre problemele tratate interesează pe toți producătorii de elemente prefabricate, probleme care de altfel au făcut și obiectul unor discuții mai largi în cadrul lucrărilor simpozionului.

Rezumînd, aceste probleme sînt următoarele:

1. Folosirea prefabricării ușoare sau grele; se consideră că ambele soluții prezintă avantaje și dezavantaje.

Unele țări preferă prefabricarea ușoară, care permite folosirea elementelor prefabricate în sistem deschis; elementele tipizate pot fi folosite la mai multe tipuri de construcții; trebuie asigurată însă o coordonare modulară foarte strictă.

Dezvoltarea uneia din cele două soluții se poate face numai pe baza unui calcul tehnic și economic, ținînd seama de condițiile specifice fiecărei țări.

2. Producția în fabrici și în poligoane de șantier; se constată o tendință spre producția în poligoane de șantier, care în anumite condiții este mai avantajoasă.

Unele ţări au dezvoltat mai mult producţia în fabrici de prefabricate, în special pentru elementele de mare serie. De reţinut că aceste două moduri de producţie nu se exclud unul pe celălalt, putîndu-se dezvolta în paralel, în funcţie de necesităţi.

3. Depozitarea şi transportul elementelor prefabricate.

Depozitarea elementelor prefabricate la fabrici trebuie să asigure un stoc minim. Producţia în stoc prezintă avantaje, însă trebuie ţinut seama de schimbările eventuale care pot interveni.

Transportul elementelor prefabricate are o pondere importantă în preţul total al prefabricatelor şi trebuie acţionat prin toate mijloacele pentru reducerea la minimum posibil.

4. Se apreciază ca foarte eficientă metoda folosită în unele ţări a efectuării transportului şi montajului elementelor prefabricate de către fabricant.

Ing. **Aurelian Rădulescu**

RECENZII

A. Caquot şi J. Kerisel

TRATAT DE MECANICA PĂMÎNTURILOR

Traducere din limba franceză, după ediţia a 4-a, de conf. dr. ing. S. Andrei

Ed. Tehnică, Bucureşti, 1968.

Lucrarea care face obiectul recenziei de faţă reprezintă traducerea în limba română a tratatului, devenit clasic, al profesorilor A. Caquot, membru al Academiei de Ştiinţe, şi J. Kerisel, profesor la Şcoala normală de poduri şi şosele din Paris, specialişti de renume mondial în domeniul mecanicii pămînturilor.

În prima parte a lucrării, consacrată proprietăţilor fizice ale pămînturilor, se dau, la început separat, proprietăţile celor trei faze constituente : solidă, lichidă şi gazoasă, după care, în capitolul al 4-lea, se prezintă proprietăţile legate de interacţiunea dintre faze.

În ceea ce priveşte primul capitol, este de observat că autorii fac o sinteză a cunoştinţelor actuale referitoare la alcătuirea fazei solide, nu numai în mecanica pămînturilor, ci şi în geologie, pedologie, mineralogie, cristalografie şi chimie.

Acest mod de a aborda problemele prezintă avantajul că dă cititorului o imagine corectă cu privire la întrepătrunderea tot mai accentuată între disciplinele care studiază diferitele aspecte şi proprietăţi ale aceluiaşi material, în cazul de faţă pămîntul. Este de menţionat de asemenea locul care se acordă studierii fazei solide cu ajutorul microscopiei.

În capitolul consacrat fazei lichide se dau date cu privire la apa de constituţie, determinarea umidităţii, porozitate, rolul electroliţilor disociaţi în apă, limitele de plasticitate.

Considerăm însă că lucrarea ar fi avut de cîştigat dacă s-ar fi făcut, la începutul capitolului, o scurtă prezentare a stadiului actual al cunoştinţelor în legătură cu alcătuirea şi proprietăţile specifice ale apei, care îi conferă rolul deosebit pe care această substanţă îl are în întrega evoluţie a pămîntului şi a vieţii.

Capitolul consacrat complexului solid-lichid-gaz tratează permeabilitatea pămînturilor, fenomenele de capilaritate, fenomenele termice şi electrice în pămînt pe baza rezultatelor celor mai noi cercetări în această direcţie.

Partea a doua a lucrării, consacrată proprietăţilor mecanice ale complexului lichid-solid-gaz, începe cu un capitol consacrat relaţiilor dintre eforturi şi deformaţii, problemă de bază pentru întreaga mecanică a pămînturilor. După o scurtă reamintire a noţiunilor necesare din teoria solidelor elastice, se expun metodele pentru stabilirea relaţiilor efort-deformaţie, atît în laborator (edometru, aparat de compresiune triaxială), cît şi pe teren (încărcări pe placă, presiometru) ; cu această ocazie se analizează modul efectiv în care sînt solicitate probele de pămînt în cursul încercărilor, arătîndu-se, pe această cale, limitările fiecărei metode în parte. Trebuie remarcată de asemenea metoda propusă de autori pentru determinarea tasării primare totale pe baza rezultatelor măsurătorilor de tasare din prima etapă a procesului de consolidare.

Capitolul următor, privitor la calculul tasărilor, începe prin expunerea relaţiilor pentru solidul elastic semi-infinit pentru a se trece apoi la relaţiile pentru calculul tasării în cazul diferitelor sisteme de fundare (una sau mai multe fundaţii izolate, grup de piloţi), deplasări orizontale, tasări admisibile ale structurilor.

În capitolul VII, consacrat hidrodinamicii pămînturilor, se prezintă metodele pentru determinarea spectrului hidrodinamic, fenomenele de antrenare hidrodinamică şi mijloacele de combatere a producerii lor, precum şi problema presiunii apei din pori, la nivelul cunoştinţelor actuale în acest domeniu. În această ultimă privinţă, autorii accentuează importanţa pe care o are luarea în considerare a presiunii apei din pori, nu numai pentru pămînturi, ci şi pentru roci, beton sau zidărie, arătînd cum neluarea în considerare a acestui factor poate duce la accidente de felul celui de la barajul Malpasset.

Fenomenelor de vibraţii în pămînturi le este consacrat un capitol deosebit de interesant, în care, în afară de problemele legate de fundaţiile de maşini, este tratată şi utilizarea vibraţiilor pentru înfigerea piloţilor şi palplanşelor, compactarea de suprafaţă şi adîncime, prospecţiunile seismice etc.

În capitolul privind echilibrul limită al pămînturilor se arată caracterele specifice ale curbei intrinsece la mediile pulverulente uscate şi mediile coezive. În continuare se prezintă teorema stărilor corespondente, elaborată de Caquot, ecuaţiile generale de echilibru elastic şi vîscozo-elastic ale mediilor continue, condiţiile generale de alunecare în mediu solid şi măsurarea eforturilor în pămînt.

Capitolul următor este consacrat studiului experimental al echilibrului limită în mediile pulverulente cu ajutorul aparatelor de tăiere directă, compresiune triaxială, arătîndu-se cu această ocazie modul cum diferiţi factori (dimensiunile şi modul de preparare a probei, modul de efectuare a încercării) influenţează rezultatele încercărilor. De asemenea, în acest capitol se prezintă rezistenţa la tracţiune a nisipurilor, dîndu-se cu această ocazie şi rezultatele unor cercetări de la noi din ţară.

Capitolul IX este consacrat studiului experimental al echilibrului limită al mediilor coerente, atît prin încercări directe pe teren (aparate de forfecare cu palete, încercări pe placă), cît şi în laborator (compresiune simplă, compresiune triaxială), cu care ocazie se tratează şi problema importantă a degradării proprietăţilor mecanice ale argilelor ca urmare a dezvoltării fenomenelor de lunecare.

În capitolul XII, consacrat studiului experimental al proprietăţilor mecanice ale rocilor, se arată asemănările şi deosebirile esenţiale dintre pămînturi şi roci, studiul alterabilităţii, fisurării şi al caracteristicilor mecanice (inclusiv fluajul) în laborator, anizotropia rocilor, precum şi specificul măsurătorilor ,,in situ'' în cazul rocilor.

Problemei deosebit de importante a recoltării corecte a probelor de pămînt (coeziv sau necoeziv) sau rocă îi este consacrat un capitol scurt, dar în care se scot în evidenţă principalii factori care pot duce la degradarea probelor şi deci la alterarea rezultatelor încercărilor.

Partea a treia a lucrării, care conţine un singur capitol, este consacrată tratamentelor aplicate pămînturilor în vederea ameliorării proprietăților lor mecanice prin adaos de elemente cu efect corectiv, prin compactare în condiții de laborator sau șantier (rulouri, plăci vibrante, maiuri grele), prin stabilizare cu ciment, bitum sau polimer. În continuare se arată efectul drenării (gravitaționale, vacuumare, electroosmoză) asupra proprietăților mecanice ale pămînturilor, după care se prezintă metoda termică de consolidare a pămînturilor și procedeele bazate pe injecții.

Partea a patra a tratatului, consacrată calculului lucrărilor, începe cu expunerea teoriei împingerii pămîntului după Coulomb, Rankine, Bousinesq, a efectului coeziunii asupra împingerii, echilibrul general al zidurilor de sprijin, după care în cele două capitole care urmează se analizează principalele probleme de mecanica pămînturilor legate de fundațiile de suprafață și de adîncime, inclusiv modelarea cu ajutorul penetrometrului.

În capitolul XVIII se tratează problemele de mecanica pămînturilor care apar în cazul unor lucrări mari (masive îngropate, piloți cu solicitări orizontale, pereți de palplanșe, gabioane, ancoraje), la care se manifestă simultan, atît împingerea activă, cît și cea pasivă.

După un capitol relativ scurt, în care se prezintă problemele de geotehnică rutieră, în capitolul XX se tratează probleme de mecanica pămînturilor, care apar în cazul puțurilor, tunelurilor, al prăbușirii golurilor miniere, al exploziilor nucleare, precum și ale silozurilor.

Ultimul capitol al lucrării este consacrat analizei stabilității pantelor și calculului barajelor de pămînt, autorii accentuînd rolul deosebit pe care îl are prezența apei în periclitarea stabilității lucrărilor.

În concluzie, lucrarea recenzată are o tematică foarte largă, care, după cum s-a arătat înainte, îmbrățișează aproape toate problemele care se pun în domeniul mecanicii pămîntului.

Autorii au reușit să prezinte într-un volum relativ redus, într-o formă foarte clară și atrăgătoare, stadiul recent al cunoștințelor în acest domeniu pe baza unei bibliografii foarte noi. Lucrarea recenzată reprezintă o sinteză cuprinzătoare a realizărilor recente în domeniul mecanicii pămîntului, așa că a fost deosebit de utilă traducerea ei în limba română pentru a o face accesibilă cercurilor de cititori interesați de aceste probleme.

Oportunitatea apariției unei astfel de lucrări este evidentă dacă se are în vedere, pe de o parte, faptul că problemele de fundații pe care le ridică realizarea obiectivelor prevăzute în planul de dezvoltare a economiei naționale sînt foarte dificile și, pe de altă parte, că în ultimii ani în țara noastră nu a apărut o lucrare cu acest profil. Prin traducerea în limba română s-a pus la îndemîna celor care lucrează în cercetare, proiectare și execuție o lucrare deosebit de valoroasă scrisă de doi specialiști cu contribuții remarcabile în domeniul mecanicii pămînturilor. Astfel, de pildă, A. Caquot este cel care a introdus în mecanica pămînturilor principiul stărilor corespondente pe baza căruia a devenit posibil ca rezultatele obținute în mecanica mediilor granulare necoezive (nisipuri) să fie extinse și la pămînturile coezive (argile), iar J. Kerisel are o serie de contribuții importante în problema modelării modulului de lucru al piloților cu ajutorul încercărilor de penetrare și în interpretarea rezultatelor măsurătorilor de tasare.

Traducerea competentă a reușit să redea vioiciunea stilului autorilor. De asemenea, condițiile de editare și în special modul de prezentare grafică fac cinste Editurii tehnice.

Prof. ing. **Emil Botea**

DE PESTE HOTARE

Protecția elementelor de beton armat cu acoperiri din lacuri rezistente la fisurare

Elementele de beton armat ale construcțiilor întreprinderilor producătoare de fibre sintetice, îngrășăminte potasice, materiale plastice etc. sînt supuse unei coroziuni intense. Numai în întreprinderile industriale chimice din U.R.S.S., pagubele anuale datorite coroziunii se ridică la sume de ordinul sutelor de milioane de ruble.

Unul dintre cele mai răspîndite mijloace de protecție a elementelor de beton armat este acoperirea cu lacuri. Totuși, atunci cînd în timpul exploatării elementelor apar fisuri, acoperirile cu lacuri obișnuite nu asigură o protecție suficientă, deoarece mărimea fisurilor admisibile ale elementelor de beton armat este de 0,2—0,3 mm, în timp ce lacurile obișnuite fisurează la alungiri de ordinul sutimilor de milimetru. În astfel de cazuri apare indicată utilizarea de acoperiri speciale din lacuri rezistente la fisurare, pe bază de polimeri cu grad ridicat de elasticitate.

Institutul de cercetări științifice NIIJB a elaborat lacuri elastice de protecție pe bază de tiocol, nairit și polietilenă clorosulfitică. Aceste lacuri rezistă la alungiri de 0,2—0,3 mm, cele mai bune rezultate obținîndu-se cu lacurile pe bază de polietilenă clorosulfitică, atît sub aspectul elasticității, cît și al rezistenței în timp la deformații alternante. Încercările la comportare în mediu corosiv au dat de asemenea rezultate satisfăcătoare.

Pentru îmbunătățirea în continuare a acoperirilor de protecție pe bază de polietilenă s-au elaborat compoziții cu adaosuri de substanțe întăritoare, obținîndu-se lacuri cu o mare stabilitate. Cele mai favorabile rezultate s-au obținut cu substanțe întăritoare aminoepoxidice.

Lacurile rezistente la fisurare se usucă la rece. Ele se pot aplica cu pensula sau prin pulverizare.

Pentru prima dată lacurile rezistente la fisurare pe bază de nairit, tiocol și polietilenă au fost utilizate în anul 1965 pentru protecția elementelor de beton armat la o fabrică de acid sulfuric și apoi au mai fost aplicate la alte întreprinderi din industria chimică, toate comportîndu-se bine în timp. Experiența a arătat că în 2,5 ani de exploatare în mediu agresiv, acoperirile nu și-au pierdut proprietățile lor de protecție. Durata de serviciu a unui strat de acoperire pe bază de polietilenă, aplicat îngrijit, atinge 4—6 ani.

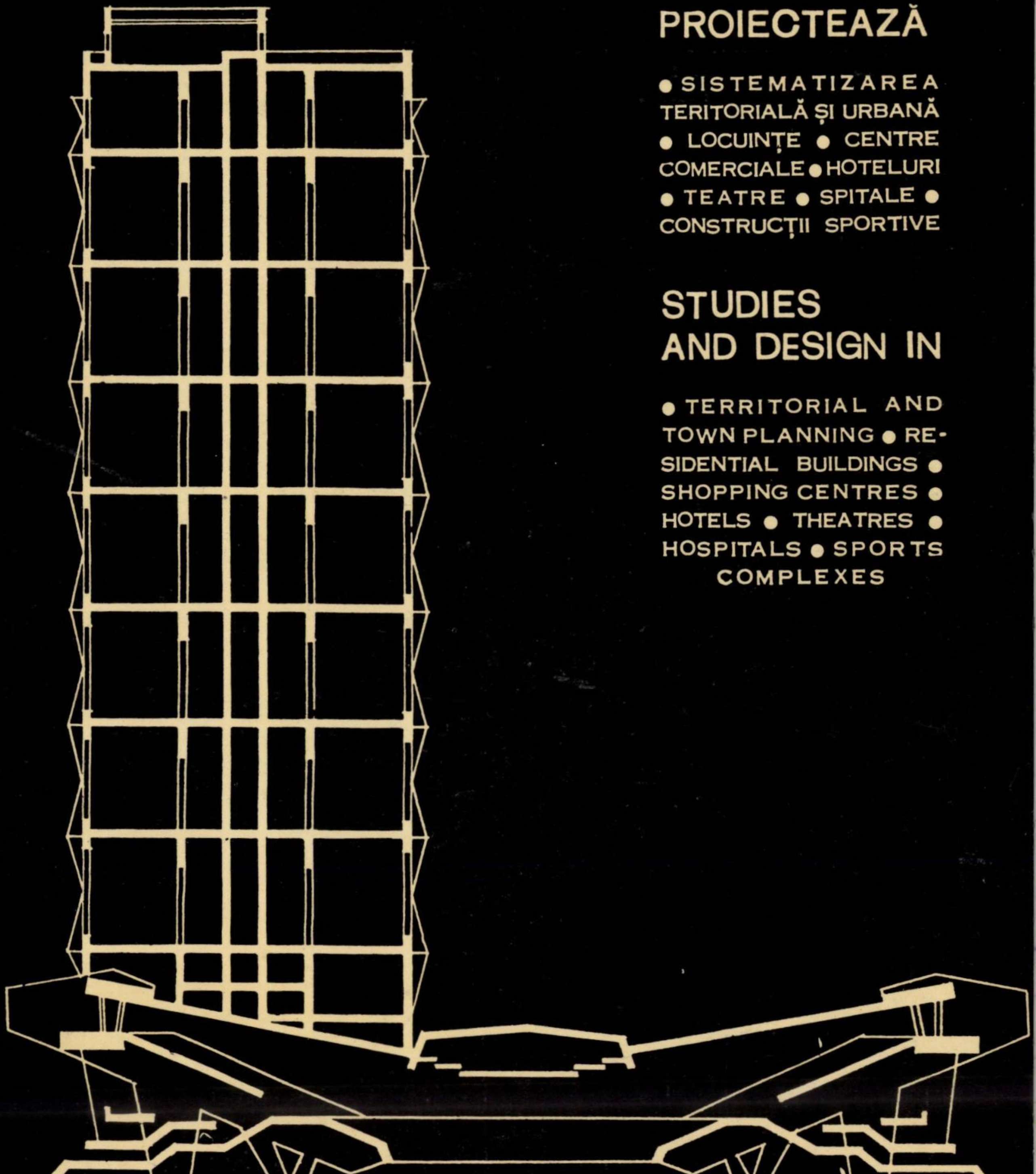
În U.R.S.S. au fost elaborate „Indicații pentru proiectarea protecției anticorosive a elementelor de construcție" (SN 262—69), în care se expune modul de utilizare a acoperirilor de protecție pe bază de polietilenă, nairit și tiocol.

Rezistența ridicată la coroziune a acoperirilor de protecție permite extinderea domeniului de utilizare a elementelor de beton armat în medii agresive și prelungirea de 2—3 ori a intervalului dintre reparații. Soluțiile pe bază de polietilenă cu adaos de întăritor pot fi utilizate chiar la elemente de construcție care sînt stropite cu lichide agresive.

După *Promîșlennoe stroitelstvo*
(U.R.S.S.)

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1886

INSTITUTUL DE STUDII ȘI PROIECTARE PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE



PROIECTEAZĂ

● SISTEMATIZAREA TERITORIALĂ ȘI URBANĂ ● LOCUINȚE ● CENTRE COMERCIALE ● HOTELURI ● TEATRE ● SPITALE ● CONSTRUCȚII SPORTIVE

STUDIES AND DESIGN IN

● TERRITORIAL AND TOWN PLANNING ● RESIDENTIAL BUILDINGS ● SHOPPING CENTRES ● HOTELS ● THEATRES ● HOSPITALS ● SPORTS COMPLEXES

ISCAS

BUCUREȘTI 22 ● STRADA SNAGOV NR. 53–55 ● TELEFON: 11.78.40

FABRICA DE PREFABRICATE

progresul

10 ani de experiență

2.000.000

M L CONDUCTE DE PRESIUNE DIN BETON PRECOMPRIMAT PUSE IN FUNCȚIUNE

Caracteristici tehnice
pentru tuburi de presiune pînă la 2 atm

Diametrul nominal (interior) Dn (mm)	400	600	800	1.000
Tubul				
Diametrul exterior al tubului D3 (mm)	484	684	904	1.126
Diametrul exterior al mufei D4 (mm)	612	812	1.052	1.300
Lungimea totală L (mm)	5.145	5.145	5.175	5.175
Greutatea (kg)	875	1.265	2.070	3.085
Garnitura de cauciuc				
Diametrul garniturii (mm)	456	637	637	1.038
Diametrul secțiunii (mm)	20	20	20	25

Fabrica de prefabricate „Progresul" București a livrat conducte de presiune pentru alimentările cu apă ale capitalei R.P.U., Budapesta, precum și ale orașelor București, Brașov, Constanța, Craiova, Galați, Iași, Oradea ș. a.: de asemenea pentru sistemele de irigație din Bărăgan

Informații și prospecte se pot obține de la Fabrica de prefabricate „Progresul" București, Șoseaua Giurgiului nr. 5, Jilava. Telefoane: 23.40.40 și 23.38.05

E 1683

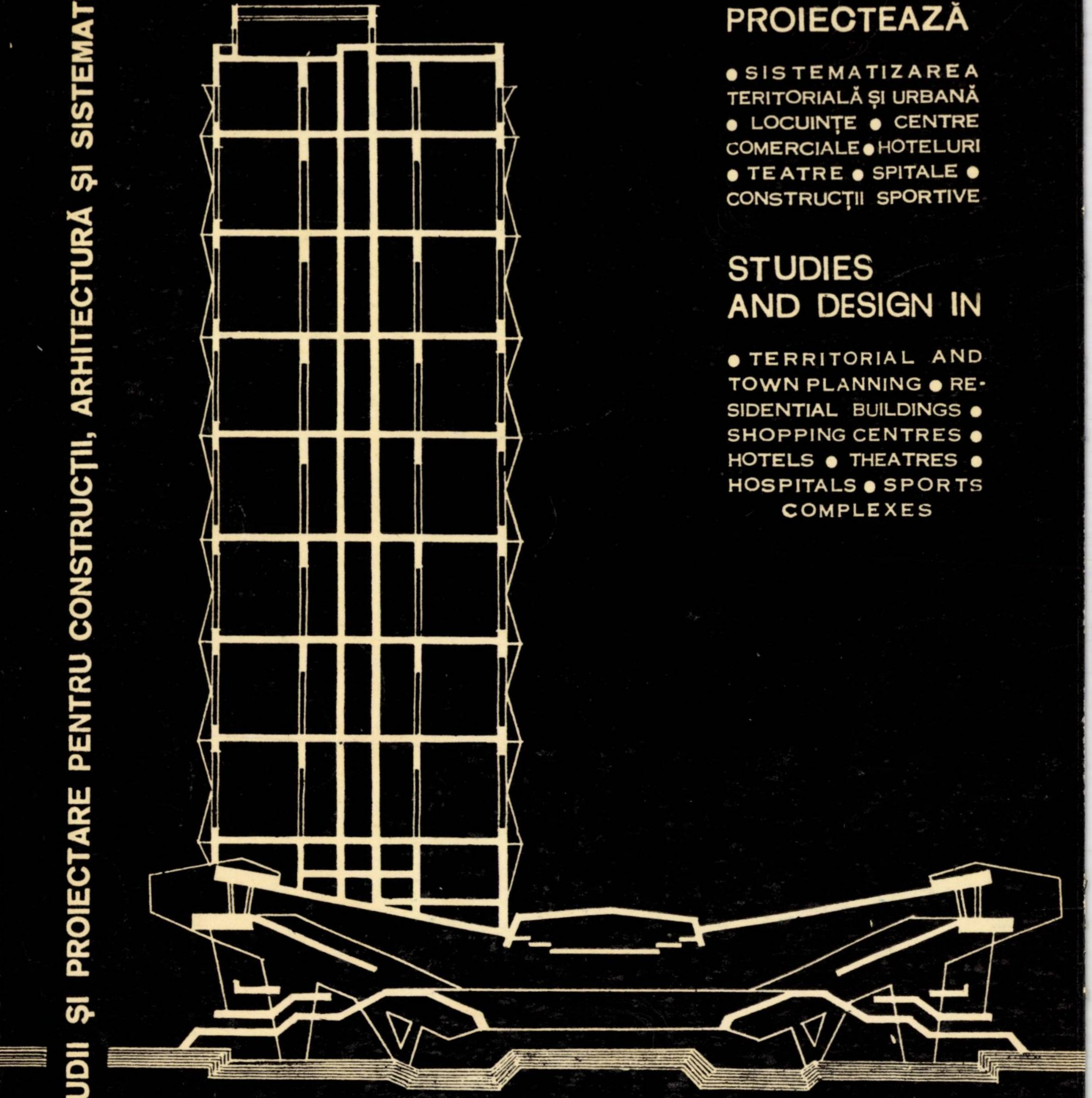
R

Organ al
Ministerului
Construcțiilor
Industriale

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

6
1970

INSTITUTUL DE STUDII ŞI PROIECTARE PENTRU CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE



PROIECTEAZĂ

- SISTEMATIZAREA TERITORIALĂ ŞI URBANĂ
- LOCUINŢE
- CENTRE COMERCIALE
- HOTELURI
- TEATRE
- SPITALE
- CONSTRUCŢII SPORTIVE

STUDIES AND DESIGN IN

- TERRITORIAL AND TOWN PLANNING
- RESIDENTIAL BUILDINGS
- SHOPPING CENTRES
- HOTELS
- THEATRES
- HOSPITALS
- SPORTS COMPLEXES

ISCAS

BUCUREŞTI 22 ● STRADA SNAGOV NR. 53–55 ● TELEFON: 11.78.40

E 1688

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

6

1970

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

CUPRINSUL

Ing. **L. CALIN,** ing. **N. BELCEA**

R **Sisteme constructive la clădirile zootehnice** 281

Ing. **D. CHIȚU**

R **Considerații asupra vibrării repetate a betoanelor turnate în cofraje glisante** 289

Ing. **M. IEREMIA**

R **Studiul stării de tensiune în nodurile curbe ale cadrelor metalice industriale** 295

Ing. **A. POPĂESCU,** ing. **L. LÖBEL,** dr. ing. **M. TANNENBAUM**

R **Probleme ale calculului la fisurare al elementelor din beton precomprimat** 308

Conf. ing. **V. BOGHIAN,** ing. **L. TANASACHI,** ing. **R. CORNEA,** ing. **N. TARAN** și ing. **V. JERGHIUȚĂ**

R **Folosirea materialelor plastice armate cu fibre de sticlă la elemente portante și structuri în construcții** 314

Ing. **ARNE ELMROTH**

R **Aspecte actuale privind construcțiile de locuințe individuale în Suedia** 322

DE PESTE HOTARE

RECENZII

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. C. AVRAM, Institutul politehnic Timișoara

Ing. Al. AUSSLÄNDER, șef sector Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. EM. BAICULESCU, director tehnic IPIMPC

Acad. prof. ing. ȘTEFAN BĂLAN, Institutul de construcții București

Ing. O. BÎRSAN, director general DGCM-CPMB

Ing. TUDOR DINESCU, inginer specialist IPIA

Ing. DINU ELIADE, șef sector tehnic Ministerul Construcțiilor Industriale

Ing. I. GĂVOZDEA, vicepreședinte al CSEAL

Ing. D. GHIȚESCU, șef secție INCERC

Ing. MIRCEA HUREZEANU, inginer șef IMMR

Ing. CONST. IONESCU, adjunct al ministrului construcțiilor industriale

Ing. N. LASZLO, inginer șef ISCAS

Ing. M. LUPAN, director adjunct științific INCERC

Ing. A. MEDVEȚCHI, director MIMC

Ing. M. PĂTULEA, director M.C.Ind.

Ing. SIMION POP, vicepreședinte al Comitetului Executiv al Consiliului Popular al Municipiului București

Prof. ing. VICTOR POPESCU, Institutul de construcții București

Prof. ing. OLIVIU RUSU, vicepreședinte CNIT

Ing. GH. SLĂDESCU, inspector general de stat pentru construcții

Ing. S. ȘIȘMAN, șeful Laboratorului central al M.C.Ind.

Ing. I. VASILESCU, director general MIMC

Ing. P. VERNESCU, director IPC

Redactor responsabil
Prof. ing. DAN F. DUMITRESCU
Institutul de construcții București

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

organ al
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

Redacția: București, str. Episcopiei nr. 9, sector 1. Telefon: 16.49.14. Administrația și casieria: C.D.C.A.S., Bd. 1848, nr. 10, sector 4. Abonamentele se pot achita în contul de virament nr. 64.03.01 19 S.M.B. Serv. Decont Buget Stat. Simbol 5 000

Prețul unui exemplar lei 8

Taxele poștale plătite în numerar pentru anul 1970, conform aprobării D.P.D.P nr. 10/10556/1970

Tiparul: Intreprinderea Poligrafică „Informația" – București, c. 5053

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1823

SUMMARY

L. CĂLIN, N. BELCEA : Construction systems for zootechnical buildings.

The authors tackle some significant aspects of some recently studied technics of construction systems for agricultural and zootechnical buildings. They point to the trend of having as few structural types as possible, designed for long — term use, lightweight and able to be rapidly erected.

D. CHIŢU : Considerations about the repeated vibration of slipform — cast concrete.

The article treats of the possibilities to improve slipformed concrete by compacting it through repeated vibration. It concludes with some considerations concerning the steps to be taken on building sites and offers proposals for further researches.

M. IEREMIA : Study of the state of stress in the curved knots of industrial steel frames.

The author deals with the theoretical aspects and practical results of tests performed on models, investigating stresses in the curved knots of steel frames, with the aim of finding the calculation procedure able to reflect the reality as closely aspossible.

A. POPĂESCU, L. LÖBEL, M. TANNENBAUM : Some problems of the cracking computation of the prestressed concrete elements

To emphasize the relative importance of the cracking boundary behaviour in the sizing of prestressed concrete elements, the Institute for research in construction and construction economics INCERC has carried out a comparative analysis of the design-accomplished results based on the specifications of Standard N° 8,000/1967, compared with different computing norms used in other countries.

Only the main specifications of the analysed standards are given.

V. BOGHIAN, L. TANASACHI, R. CORNEA a.o. : Prospects regarding the use of fibreglass-reinforced plastics in loadbearing units and structures in the building industry.

The features of fibreglass-reinforced polyesters as building materials are presented in the article.

Relying on their own researches relevant to the mechanical features of the fibreglass-reinforced polyesters, based on a Romanian resin, the authors analyse the possibilities of using this new product in building elements and structures.

SOMMAIRE

L. CĂLIN, N. BELCEA : Systèmes de construction pour les bâtiments zootechniques.

Quelques aspects significatifs des solutions récemment étudiées concernant les systèmes de construction pour les bâtiments agrozootechniques.

Dans la conception des systèmes de construction il y a la tendence de produire le nombre le plus réduit possible de types structuraux, à utilisation prolongée, légers et à execution rapide.

D. CHIŢU : Considérations sur la vibration répétée des bétons coulés en coffrages glissants.

Il s'agit des possibilités d'améliorer la qualité du béton coulé en coffrages glissants, à l'aide du compactage par vibration répétée. L'auteur conclut en présentant ses considérations visant des mesures a adopter sur les chantiers, ainsi que des propositions concernant les recherches à l'avenir.

M. IEREMIA : Etude sur l'état de contrainte dans les knots courbes des charpentes métalliques industrielles.

L'auteur présente les aspects théoriques et les résultats d'essais sur modèles, de l'état de contrainte dans les knots courbes des charpentes métalliques, entrepris dans le but de trouver le procédé de calcul capable de refléter le mieux possible la réalité.

A. POPĂESCU, L. LÖBEL, M. TANNENBAUM : Problèmes de calcul au craquelage des éléments de construction en béton précontraint

Pour mettre en évidence l'importance relative de l'état limite de craquelage dans le dimensionnement des éléments de béton précontraint, l'Intitut pour la recherche en construction et l'économie dans la construction INCERC a entrepris une analyse des resultats obtenus dans l'établissement des projets basé sur des calculs contenus dans le Standard N° 8000/1967 comparés à d'autres prescriptions employées ailleurs.

On y compare seulement les principales spécifications des standards analysés.

V. BOGHIAN, L. TANASACHI, R. CORNEA etc. : Perspectives concernant l'emploi des matières plastiques renforcées à la fibre de verre dans les éléments portants et structures dans les bâtiments.

On y expose les caractéristiques des polyesters renforcés de fibres de verre comme matériau de construction. En s'appuyant sur leur propres recherches dans le domaine, les auteurs font un exposé sur les caractéristiques mécaniques des polyesters renforcés à la fibre de verre, réalisés sur base d'une résine de fabrication roumaine, tout en analysant les possibilités d'emploi de ce nouveau matériau dans les éléments et les structures de construction.

INHALT

L. CĂLIN, N. BELCEA : Bauliche Systeme für die Bauten der Tierzucht

Die Autoren behandeln einige bemerkenswerte Aspekte und führen vor einige neuere Lösungen den Eigenartigkeiten der Bauten für Tierzucht angepasst. In der Gestaltung der baulichen Systeme tritt die Neigung hervor eine so klein wie nur mögliche Anzahl von Tragkonstruktionen zu wählen, angenommen dass sie eine längere Anwendungszeit gewährleisten, sie ein geringeres Eigengewicht aufweisen und leicht ausführbar sind.

D. CHIŢU : Betrachtungen über das wiederholte Rütteln von in Gleitschalungen gegossenem Beton

Der Autor untersucht die Möglichkeiten die zur Verfügung stehen um die Qualität eines in Gleitschalungen gegossenem Betons zu heben u.zw. durch wiederholtes Rütteln. Schliesslich kommen noch einige Betrachtungen über diejenigen Massnahmen die an der Baustelle getroffen werden sollen und es werden Vorschläge gemacht für eine künftige Entwicklung der Forschungsarbeiten.

M. IEREMIA : Bestimmung des Spannungszustandes in den gekrümmten Knotenpunkten von Stahlrahmen für Industriebauten

Der Autor behandelt einige theoretische Aspekte und führt vor die Ergebnisse von Modellversuchen durchgeführt um den Spannungszustand zu bestimmen in den gekrümmten Knotenpunkten eines Stahlrahmenwerkes; Zweck der Untersuchung ist Ableitung eines Rechenverfahrens das in höherem Ausmasse fähig ist die Wirklichkeit wiederzugeben.

A. POPĂESCU, L. LÖBEL, M. TANNENBAUM : Zur Frage der Rissgefahr bei Spannbetonbauteilen

Das Forschungsinstitut für Bauwesen und Bauwirtschaft (INCERC), bemüht die relative Bedeutung der Rissgefahr als Grenzzustand bei der Bemessung von Spannbetonbauteilen hervorzuheben, hat eine vergleichende Untersuchung durchgeführt deren Ausgangspunkt die Ergebnisse bildeten die erlangt wurden bei der Anwendung der Bemessungsrichtlinien gemäss Standard 8000—67 und sonstiger Rechenverfahren gültig in verschiedenen Ländern.

Der Artikel beschränkt sich auf einen Vergleich der bedeutendsten untersuchten Richtlinien.

V. BOGHIAN, L. TANASACHI, R. CORNEA U.A.M. : Anwendung von Kunststoffen mit eingebauter Glasfaserbewehrung bei der Herstellung von Bauteilen und Tragkonstruktionen. Ein Blick in die Zukunft

Der Artikel behandelt eingehend die Eigenschaften von Polyesterharzen mit eingebauter Glasfaserbewehrung und beschreibt deren Bedeutung als Baustoffe. Auf Grund eigener Forschungsarbeiten betreffend die mechanischen Eigenschaften der hierzulande erzeugten Polyesterharze mit eingebauten Glasfasern werden hinterher untersucht die Möglichkeiten die bestehen diesen neuartigen Baustoff bei der Herstellung von Bauteilen und Tragkonstruktionen anzuwenden.

СОДЕРЖАНИЕ

Л. КЭЛИН, Н. БЕЛЧА: Строительные решения для сельскохозяйственного строительства

Авторы подходят с нескольких многозначительных точек зрения к некоторым новым строительным решениям, касающихся сельскохозяйственного строительства.

При разработке строительных решений существует тенденция изготовлять возможно меньшее количество типов имеющих перспективу долговременного использования, лёгких и легко изготовляемых.

Д. КИЦУ: Соображения, относительно повторного вибрирования бетона, уложенного в скользящей опалубке

В статье приведен анализ возможностей улучшения качества бетона, уложенного в скользящей опалубке, при помощи его повторного вибрирования. В заключении изложены соображения, касающиеся мероприятий, которые следует провести на строительных площадках и сделаны предложения для будущих исследований.

М. ИЕРЕМИЯ: Изучение напряжённого состояния в кривых узлах металлических рам для промышленного строительства

Автор говорит о теоретических аспектах и результатах испытаний моделей напряжённого состояния в кривом узле металлических рам, задаваясь целью отыскать расчётный приём, который отображал бы возможно лучше действительность.

А. ПОПЭЕСКУ, Л. ЛЁБЕЛЬ, М. ТАННЕНБАУМ: Вопросы расчёта на трещинообразование элементсв из предварительно напряжённого бетона

С целъю выявления относителъного значения пределъного состояния трещинообразования при назначении размеров преднапряжённых железобетонных элементов, Научно-Исследователъский Институт по Строителъству и Экономике Строителъства (ИНЧЕРК) произвёл сравнителъный анализ резулътатов, пчолучаемых проектированн, согласно предписаниям стандарта 8000—67 и различным нормам расчёта, применяемых в других странах.

В статIе приведены в сопоставлении лишъ важнейшие предписания проанализированных норм.

В. БОГИАН, Л. ТАНАСАКИ, Р. КОРНЯ и другие Перспективы использования пластмасс, армированных стеклянными прядями как несущих элементов, так и несущих схем в строительстве

В статье представлены характеристики полиэфиров, армированных стеклянными прядями, используемых в качестве строительных материалов. Основываясь на собственных использованиях, относящихся к механическим характеристикам полиэфиров со стеклянной арматурой, изготовленных на смоле румынского производства, проанализированы возможности использования этого нового материала при выполнении несущих элементов и структур.

SISTEME CONSTRUCTIVE LA CLĂDIRILE ZOOTEHNICE

Ing. L. Călin, ing. N. Belcea

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

1. FACTORI DE CONCEPȚIE A SISTEMELOR CONSTRUCTIVE

Spre deosebire de construcțiile industriale, clădirile zootehnice de producție trebuie să îndeplinească un dublu rol:

1. Adăpostirea animalelor în incinte închise precum și a instalațiilor, utilajelor, utilităților, amenajărilor pentru desfășurarea în condiții bune a procesului tehnologic.

2. Participarea activă, datorită sistemului constructiv, la creșterea producției și a eficienței economice a exploatării.

Dacă prima condiție nu trebuie explicată, ea întîlnindu-se analog și la construcțiile industriale, cea de-a doua este caracteristică construcțiilor agrozootehnice și sintetizează calitățile pe care trebuie să le îndeplinească elementele constructive ale clădirilor zootehnice, pentru a îndeplini funcția necesară în cadrul procesului tehnologic de producție.

În acest sens, principalii factori de calitate sînt legați de realizarea microclimatului interior, caracterizat prin temperatura, umiditatea, concentrația de nocivități și viteza aerului interior. Menținerea unor condiții de microclimat în limitele unui interval optimal corespunzător procesului metabolic al materiei biologice poate duce la producții ridicate, cu un consum specific minim de furaje (fig. 1).

Acest microclimat rezultă din interdependența factorilor fiziologici (degajarea de căldură, umiditate și bioxid de carbon de către animale) și factorilor fizici externi (temperatura și umiditatea aerului exterior).

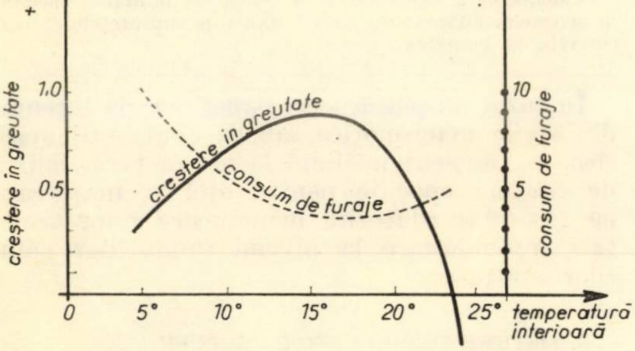


Fig. 1. Variația creșterii în greutate, în kg/zi, și a consumului de furaje, în UN/kg, pentru porcine la îngrășat

O expresie sintetică a calităților acestui microclimat poate fi considerată balanța termică. Aceasta — în forma sa echilibrată — se poate scrie:

$$Q_A = Q_V + Q_L\,^*$$

unde:

Q_A este căldura fiziologică degajată de animale,

Q_V = căldura pierdută prin ventilarea adăpostului (cu eliminarea surplusului de umiditate și CO_2),

Q_L = căldura pierdută prin elementele de închidere ale construcției.

Avînd în vedere că Q_A și Q_V, în cazul unui număr de animale dat, sînt determinate și nu pot fi modificate, rezultă că singurul termen asupra căruia se poate acționa pentru echilibrarea balanței termice, deci pentru obținerea unui microclimat interior corespunzător, este Q_L. Rezultă că sistemul constructiv propriu-zis devine o componentă a procesului tehnologic, de unde se deduc anumite cerințe speciale față de astfel de clădiri.

În consecință, sistemele constructive ale clădirilor de producție pot fi privite, pentru ușurința analizei, ca fiind compuse din:

— partea structurală de rezistență, corespunzătoare solicitărilor mecanice;

— partea constructivă, care conlucrează la obținerea parametrilor de microclimat: elementele de închidere a clădirii (pereți, învelitoare), acestea avînd o influență directă, cum s-a văzut, asupra producției și asupra eficienței indicilor de exploatare.

Între aceste două componente există desigur o legătură organică, deoarece clădirea trebuie să armonizeze — prin concepția constructivă — elementele constructive de structură și închidere.

2. TENDINȚE ACTUALE ÎN PROIECTARE

Analiza sistemelor constructive ale construcțiilor agrozootehnice constituie o problemă vastă, cu implicații multilaterale, articolul de față propunîndu-și să abordeze sub cîteva aspecte semnificative noile soluții studiate care urmează a fi generalizate în anii viitori.

---

* Balanța termică scrisă în ipoteza inexistenței încălzirii artificiale.

Tendinţa care se sesizează în concepţia sistemelor constructive (de altfel existentă şi pe plan mondial) constă în execuţia unui număr cît mai redus de tipuri structurale, cu perspectivă de utilizare îndelungată, uşoare şi rapid executabile.

Reducerea tipurilor structurale trebuie fundamentată de unificarea parametrilor determinanţi, de plan şi secţiune, ai construcţiilor zootehnice cu diferite destinaţii. Unificarea trebuie să se refere la construcţiile din cadrul unui complex, adăpostind animale de aceeaşi specie, dar de vîrste sau destinaţii diferite, şi să acţioneze între complexe sau între adăposturi prevăzute pentru diverse specii.

Această unificare se poate realiza, ca orice normalizare, printr-un compromis între tendinţa de reducere a varietăţii (simplificare) şi corelarea cu cerinţele tehnologiilor particulare.

Uniformizarea parametrilor dimensionali, respectiv universalizarea acestora, trebuie să aibă în vedere şi marea mobilitate — în timp — a tehnologiilor de producţie.

Studiile * efectuate pînă în prezent în acest sens pentru soluţiile de structură au ajuns la posibilitatea unificării, pe deschideri de 12,0 m, înălţimea adoptîndu-se în două variante : 2,20 m şi 3,25 m.

Clădirile comasate dau naştere unor probleme deosebite care nu pot fi tratate simultan.

Deoarece pînă în prezent concluziile studiilor privitoare la astfel de sisteme constructive nu s-au conturat definitiv, articolul de faţă se referă la clădirile pavilionare.

Rezolvarea satisfăcătoare a sistemelor constructive în contextul parametrilor sau restricţiilor impuse este condiţionată în cele mai multe cazuri de alegerea corespunzătoare a materialelor.

Majoritatea studiilor şi cercetărilor referitoare la construcţiile agrozootehnice ajung actualmente la concluzia folosirii pentru elementele structurale ale unor materiale uşoare şi durabile, la adaptarea unor elemente de închidere de mare eficacitate termoizolantă, de asemenea prefabricate şi uşoare.

Pentru a avea un termen de referinţă la analizarea soluţiilor studiate în vederea generalizărilor în anii următori, este necesară în prealabil analiza critică a sistemelor aplicate anterior. Cu toate că problemele microclimatului sînt rezolvate satisfăcător şi proiectele elaborate corespund într-o oarecare măsură ideii de prefabricare şi montaj pe şantier, construcţiile existente au următoarele neajunsuri :

— elementele prefabricate componente din beton armat sînt grele (între 1,5—5,0 t) ceea ce implică măsuri şi utilaje speciale pentru transport şi manipulări ;

— caracterul specific al betonului armat şi dimensiunile impuse prefabricatelor generează disproporţii neraţionale între sarcina utilă şi greutatea proprie a elementelor (spre exemplu : acoperişul alcătuit din chesoane de beton armat pe grinzi de 9,00 m etc.) ;

— contradicţia care s-a ivit între diversitatea mare de deschideri şi travee (ceea ce duce la o gamă prea extinsă de forme ale prefabricatelor) şi unicitatea soluţiilor privitoare la părţile de închidere (acoperiş, pereţi) şi termoizolare duce la prelungiri ale perioadei de execuţie sau chiar la stagnări impuse de lipsa temporară a unor materiale sau prefabricate ;

— soluţiile de închidere pentru pereţi sînt reprezentate în general prin zidării mixte (întrucît zidăriile simple nu corespund necesităţilor microclimatului interior), ceea ce duce la manoperă complicată şi nu se încadrează în ideea generală de industrializare a structurii de rezistenţă ; încercarea de a introduce panourile mari de perete din beton armat nu a constituit o rezolvare corespunzătoare datorită greutăţii proprii foarte mari, peste 5 t, şi dificultăţilor din punct de vedere sanitar-veterinar ;

— indicii tehnico-economici de consum de materiale şi chiar de cost sînt relativ mari, aşa cum rezultă din tabela de mai jos.

Indici pentru structură şi elemente de închidere la soluţii existente

Nr. crt.	Tipul de complex	Consumuri specifice		Cost structură închidere lei/m² Ad
		Oţel kg/m² Ad	Lemn m³/m² Ad	
1	Complex porcine din care :	11,09 *		250*
			ecarisat	
	îngrăşătorie	10,70	$1{,}06 \times 10^{-3}$	230
	gestaţie	10,68	rotund	245
	maternitate	12,53	$0{,}14 \times 10^{-3}$	280
	tineret	10,84		280
2	Complex vaci de lapte	13,2	$2{,}0 \times 10^{-3}$	350
3	Complex taurine (acoperiş din lemn)	3,63	0,052	306
4	Complex avicol (construcţie cu două niveluri)	18,84	$7{,}2 \times 10^{-3}$	380

* Media este calculată prin ponderea indicilor specifici ai diverselor adăposturi, ţinînd seama de suprafeţele cu care intervin în complex.

În cazul amplasării construcţiilor pe terenuri din argile macroporice sau cu contracţii mari, situaţie frecvent întîlnită la noi în ţară, indicii de consum specific pentru oţel se majorează cu 15—20% (datorită introducerii unor armături suplimentare la nivelul fundaţiilor zidurilor continue).

3. SISTEME CONSTRUCTIVE PROPUSE

În scopul înlăturării neajunsurilor semnalate, s-au efectuat studii ample pentru găsirea de noi soluţii :

Sistemele constructive studiate se caracterizează prin :

---

* Studiu ISPA : Scheme, structuri, elemente constructive pentru construcţii agrozootehnice. Sisteme eficiente de izolaţii (1968).

— adoptarea de elemente prefabricate liniare cu secţiuni reduse şi raţionale din punct de vedere al rigidităţii, în locul elementelor prefabricate de suprafaţă (chesoane, panouri),

— utilizarea unei game mai largi de materiale cu indicatori tehnico-economici superiori, de exemplu azbociment plan şi ondulat, produse din mase plastice, panouri sandviş pentru pereţi şi acoperiş etc.

— introducerea în elementele de structură din beton armat şi beton precomprimat a oţelurilor de marcă superioară.

În acest mod se obţine o scădere substanţială a greutăţii proprii a construcţiei, armonizînd mărimea încărcării permanente proprii cu încărcările utile. Totodată, rezultă o micşorare a consumului fizic de oţel.

Principalele tipuri de structuri şi închideri analizate sînt prezentate în figurile 2 şi 3.

Grupînd principalii indicatori corespunzători soluţiilor prezentate în figurile 2 şi 3 se obţin graficele din figurile 4 şi 5.

Urmărind graficul din figura 4, care exprimă consumurile specifice de oţel în funcţie de tipurile de soluţii structurale, se poate constata că, din punct de vedere al consumului de oţel, gruparea soluţiilor în funcţie de creşterea acestuia este următoarea : structuri cu grinzi şi pane precomprimate, cu consumul cel mai scăzut, de 4 — 5 kg/m^2 (sol. IV, VI, VII) după care urmează, în ordine, structurile uşoare cu arbaletrieri de beton armat — cu şi fără tiranţi (sol. I, II), structuri cu grinzi şi pane de beton armat (sol. V, VIII, IX), structuri cu ferme de beton armat (sol. X, XI).

Două extreme, sub raportul consumului de oţel, reprezintă structurile metalice (soluţiile cu consum maxim XII, XIII, XIV) şi soluţiile în lemn (variantele cu consum minim XV, XVI).

Consumul specific de metal variază :

— pentru structurile din beton armat, între 6 — 7 kg/m^2

— pentru structurile metalice, între 10,5 — 11,1 kg/m^2 — rămînînd însă sub valorile consumului specific pentru structurile actuale (de referinţă) de beton armat.

Luînd în consideraţie consumurile specifice de oţel prin transformare convenţională în OL 38 (în raport cu rezistenţele diferitelor tipuri de oţel folosite) apare o creştere importantă a consumului tocmai la structurile cu grinzi şi pane precomprimate (fig. 4).

Soluţiile analizate se pot grupa şi după travee, respectiv după distanţa între pane, şi anume :

— sisteme cu travee de 3,0 m fără pane (sol. IV, V) ;

— sisteme cu travee de 3,0 m cu pane (sol. I, II, III) ;

— sisteme cu travee de 6,0 m cu pane la 3,0 m distanţă (sol. VI, VIII, X, XI) ;

— sisteme cu travee de 6,0 m cu pane la 1,5 m distanţă (sol. VII, IX, XI, XIII).

Din analiza consumurilor specifice de metal se observă că, pentru acelaşi tip de structură (de exemplu grinzi precomprimate, grinzi prefabricate etc.), consumul de oţel este mai mare pentru traveele de 6 m decît pentru cele corespunzătoare de 3 m ; de asemenea soluţiile cu pane rare se prezintă mai avantajoase din acest punct de vedere decît cele cu pane dese.

În privinţa consumului de lemn, pentru toate structurile de beton sau metal, acesta poate fi considerat practic egal cu zero, el fiind semnificativ numai pentru structurile de lemn (sol. XV—XVI) cu valori de 0,0344 — 0,048 m^3/m^2.

Analiza soluţiilor trebuie completată cu considerarea variaţiilor costurilor diferitelor sisteme constructive (graficul din fig. 5).

În acest sens, apar ca cele mai ieftine structurile cu grinzi la 3 m travee fără pane (sol. IV, V), urmate de structurile uşoare (sol. I, II, III), soluţii cu grinzi prefabricate de beton armat cu travee de 6 m, apoi fermele prefabricate de beton armat şi grinzile precomprimate cu travee de 6,0 m.

În timp ce structurile metalice se prezintă la un preţ mult superior acestor soluţii în beton armat (ajungîndu-se la dublu), în cadrul actualului sistem de preţuri, structurile de lemn apar la limita celor mai ieftine soluţii.

Este de remarcat că în grupul soluţiilor similare din beton, variantele din beton precomprimat sînt mai scumpe decît cele din beton armat prefabricat (sol. IV faţă de soluţia V — ambele cu grinzi la 3,0 m distanţă fără pane ; soluţia VI faţă de soluţia VIII, ambele cu grinzi la 6,0 m şi pane la 3,0 m distanţă).

Distanţa între pane influenţează de asemenea costul. Soluţiile cu pane rare apar mai ieftine decît cele similare cu pane dese (de exemplu, soluţia VI faţă de soluţia VII — ambele cu grinzi precomprimate, soluţia VIII faţă de soluţia IX, ambele cu grinzi din beton armat prefabricat).

Pentru prezentarea situaţiei de ansamblu asupra costului construcţiei s-a trasat graficul : cost structură + învelitoare (fig. 5). Astfel, suprapunînd structurii costul învelitorii, dispar avantajele traveelor de 3,0 m fără pane, precum şi ale sistemelor cu pane rare (la 3,0 m), întrucît costul global este mai mare pentru sistemele cu pane rare faţă de cel cu pane dese (soluţia VI devine mai scumpă decît soluţia VII, soluţia VIII devine mai scumpă decît soluţia IX etc.) ; aceasta se datoreşte costului ridicat al panourilor de acoperiş cu capacitate portantă corespunzătoare distanţelor mărite între reazeme.

O importanţă deosebită în analiza soluţiilor sistemelor constructive trebuie acordată posibilităţilor de execuţie în sistem industrial, care duc la termene scurte de dare în funcţiune a lucrărilor. Toate soluţiile prezentate sînt concepute în ideea unei prefabricări integrale,

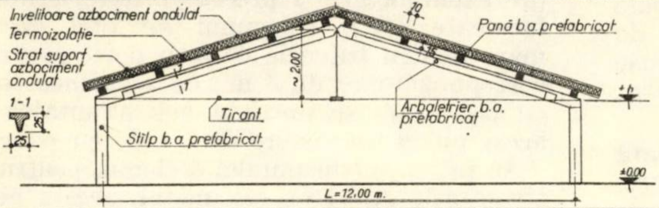
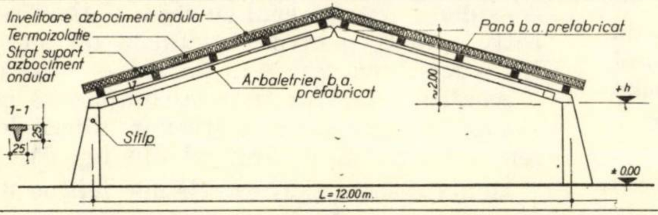
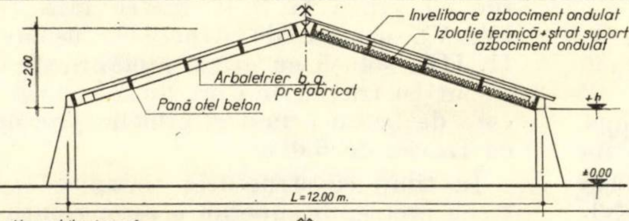
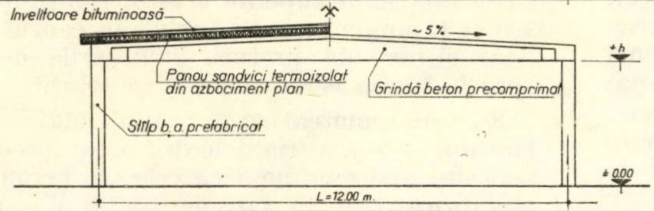
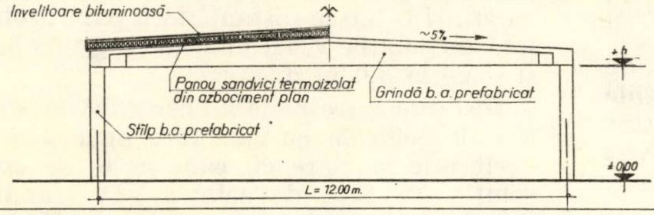
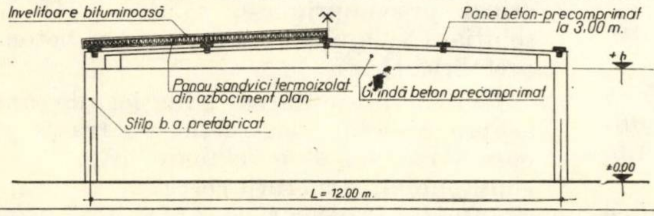
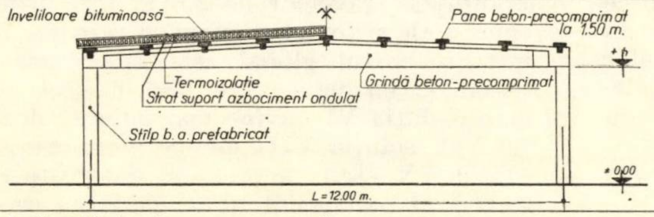
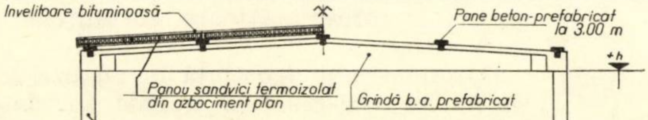
Indicele soluției	SOLUȚII DE STRUCTURI	Travee d.(m)	Variante înălțime h. m.	Domenii de folosire	Indici de consum de materiale și preț										Greutatea maximă a prefabricatelor-tone
					Oțel						Lemn			Preț lei/mp	
					OL 38 kg/mp	PC 60 (PC 50) kg/mp	SBP-kg/mp	Laminate (profile, table) kg/mp	Oțel fizic total kg/mp	Oțel total transf. (în OL 38) kg/mp	Lemn ecarisat mc/mp	Lemn rotund mc/mp	Placaj mc/mp		
I.	 Invelitoare azbociment ondulat Termoizolație Strat suport azbociment ondulat 1-1 10 25 ~2.00 20 Pană b.a. prefabricat Tirant Arbaletrier b.a. prefabricat Stîlp b.a. prefabricat +h ±0.00 L=12.00 m.	3	~2.20	Păsări Porci	3.40	1.85	-	0.32	5.57	6.25	-	-	-	65.3	0.55 (arbaletrier)
			~3.25	Taurine	3.90	1.85	-	0.32	6.07	6.75	-	-	-	72.2	0.56 (stîlp)
II.	 Invelitoare azbociment ondulat Termoizolație Strat suport azbociment ondulat 1-1 10 25 Arbaletrier b.a. prefabricat Pană b.a. prefabricat ~2.00 Stîlp +h ±0.00 L=12.00 m.	3	2.20	Păsări Porci Taurine	3.20	2.30	-	0.32	5.82	6.69	-	-	-	70.6	0.675 (stîlp)
III.	 Invelitoare azbociment ondulat Izolație termică + strat suport azbociment ondulat ~2.00 Arbaletrier b.a. prefabricat Pană oțel beton +h ±0.00 L=12.00 m.	3	2.20	Păsări Porci Taurine	5.10	2.30	-	0.32	7.72	8.59	-	-	-	74.2	0.675 (stîlp)
IV.	 Invelitoare bituminoasă ~5% Panou sandvici termoizolat din azbociment plan Grindă beton precomprimat Stîlp b.a. prefabricat +h ±0.00 L=12.00 m.	3	2.20	Păsări Porci	1.80	0.41	1.00	0.33	3.54	9.30	-	-	-	55.0	1.85 (grindă)
			3.25	Taurine	1.40	1.20	1.00	0.40	4.00	10.24	-	-	-	61.1	1.85 (grindă)
V.	 Invelitoare bituminoasă ~5% Panou sandvici termoizolat din azbociment plan Grindă b.a. prefabricat Stîlp b.a. prefabricat +h ±0.00 L=12.00 m.	3	2.20		1.75	3.50	-	0.33	5.58	7.78	-	-	-	51.0	1.95 (grindă)
			3.25		1.36	4.25	-	0.40	6.01	8.66	-	-	-	57.0	1.95 (grindă)
VI.	 Invelitoare bituminoasă Pane beton-precomprimat la 3.00 m. Panou sandvici termoizolat din azbociment plan Grindă beton precomprimat Stîlp b.a. prefabricat +h ±0.00 L=12.00 m.	6	2.20		2.05	0.21	1.56	0.30	4.12	12.79	-	-	-	71.5	2.40 (grindă)
			3.25		1.83	0.67	1.56	0.40	4.46	13.41	-	-	-	74.7	2.40 (grindă)
VII.	 Invelitoare bituminoasă Pane beton-precomprimat la 1.50 m. Termoizolație Strat suport azbociment ondulat Grindă beton-precomprimat Stîlp b.a. prefabricat +h ±0.00 L=12.00 m.	6	2.20		2.32	0.21	1.51	0.30	4.34	12.75	-	-	-	83.8	2.40 (grindă)
			3.25		2.10	0.67	1.51	0.40	4.68	13.38	-	-	-	87.1	2.40 (grindă)
VIII.	 Invelitoare bituminoasă Pane beton-prefabricat la 3.00 m Panou sandvici termoizolat din azbociment plan Grindă b.a. prefabricat Stîlp b.a. prefabricat +h ±0.00 L=12.00 m.	6	2.20		1.98	3.40	-	0.30	5.68	7.79	-	-	-	62.4	2.70 (grindă)
			3.25		1.78	3.90	-	0.40	6.08	8.49	-	-	-	65.6	2.70 (grindă)

Fig. 2. Tipuri de structuri şi indicatorii respectivi pentru construcţii agrozootehnice

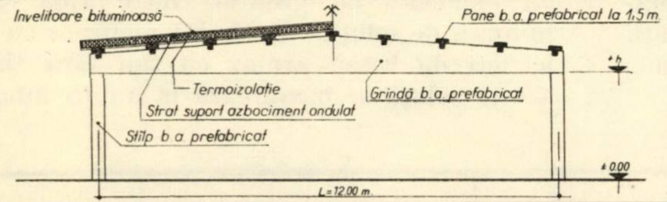
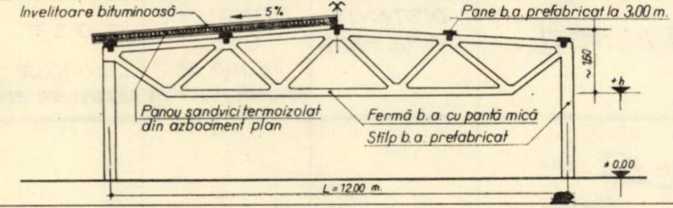
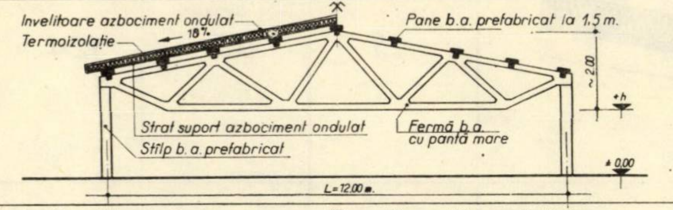
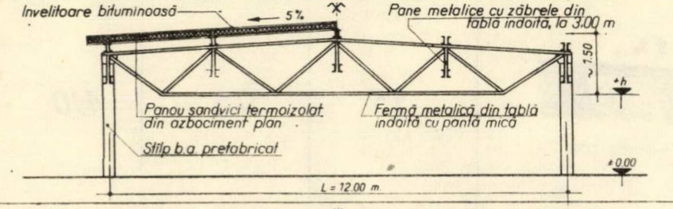
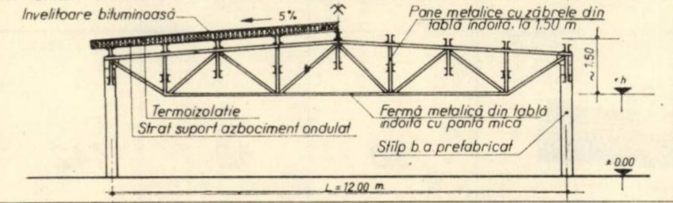
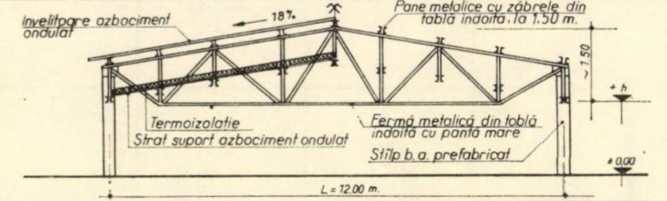
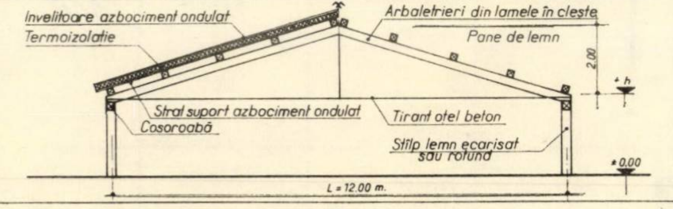
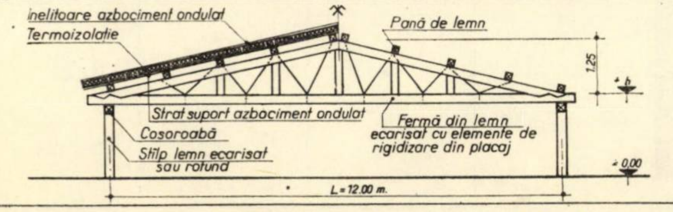
Indicele soluției	SOLUȚII DE STRUCTURI	Travee d(m)	Variante înălțime h. m.	Domeni de folosire	Indici de consum de materiale și preț										Greutatea maximă a prefabricatelor - tone
					Oțel						Lemn			Preț lei/mp.	
					OL 38 kg/mp.	PC 60 (PC 50) kg/mp	SBP-kg/mp	Laminate (profile, table) kg/mp	Oțel fizic total kg/mp	Oțel total transf. (în OL 38) kg/mp	Lemn ecarisat mc/mp	Lemn rotund mc/mp	Placaj mc/mp		
IX.	 Invelitoare bituminoasă Pane b.a. prefabricat la 1,5 m Termoizolație Strat suport azbociment ondulat Grindă b.a. prefabricat Stîlp b.a. prefabricat +h ±0.00 L=12.00 m.	6	2.20		1.80	4.30	-	0.30	6.40	9.08	-	-	-	75.4	2.70 (grindă)
			3.25		1.64	4.80	-	0.40	6.84	9.83	-	-	-	78.8	2.70 (grindă)
X.	 Invelitoare bituminoasă 5% Pane b.a. prefabricat la 3.00 m. ~1.50 +h Panou sandvici termoizolat din azbociment plan Fermă b.a. cu pantă mică Stîlp b.a. prefabricat ±0.00 L=12.00 m.	6	2.20		2.70	2.55	-	0.30	5.55	7.13	-	-	-	64.9	2.65 (fermă)
			3.25		2.40	3.12	-	0.40	5.92	7.90	-	-	-	68.9	2.65 (fermă)
XI.	 Invelitoare azbociment ondulat 18% Termoizolație Pane b.a. prefabricat la 1,5 m. ~2.00 +h Strat suport azbociment ondulat Fermă b.a. cu pantă mare Stîlp b.a. prefabricat ±0.00 L=12.00 m.	6	2.20		2.65	3.40	-	0.30	6.35	8.45	-	-	-	77.7	2.85 (fermă)
			3.25		2.67	3.95	-	0.40	7.02	9.47	-	-	-	81.1	2.85 (fermă)
XII.	 Invelitoare bituminoasă 5% Pane metalice cu zăbrele din tablă îndoită, la 3.00 m ~1.50 +h Panou sandvici termoizolat din azbociment plan Fermă metalică din tablă îndoită cu pantă mică Stîlp b.a. prefabricat ±0.00 L=12.00 m.	6	2.20		0.72	-	-	9.79	10.51	10.51	-	-	-	136	0.75 (stîlp) 0.3 (fermă)
			3.20		0.43	0.58	-	9.79	10.80	11.16	-	-	-	140	1.12 (stîlp) 0.3 (fermă)
XIII.	 Invelitoare bituminoasă 5% Pane metalice cu zăbrele din tablă îndoită, la 1.50 m ~1.50 +h Termoizolație Strat suport azbociment ondulat Fermă metalică din tablă îndoită cu pantă mică Stîlp b.a. prefabricat ±0.00 L=12.00 m.	6	2.20		0.72	-	-	10.06	10.78	10.78	-	-	-	142	0.75 (stîlp) 0.36 (fermă)
			3.25		0.43	0.58	-	10.06	11.07	11.43	-	-	-	146	1.12 (stîlp) 0.36 (fermă)
XIV.	 Invelitoare azbociment ondulat 18% Pane metalice cu zăbrele din tablă îndoită, la 1.50 m. ~1.50 +h Termoizolație Strat suport azbociment ondulat Fermă metalică din tablă îndoită cu pantă mare Stîlp b.a. prefabricat ±0.00 L=12.00 m.	6	2.20		0.72	-	-	9.79	10.51	10.51	-	-	-	136	0.75 0.3
			3.25		0.43	0.58	-	9.79	10.80	11.16	-	-	-	141	1.12 0.3
XV.	 Invelitoare azbociment ondulat Termoizolație Arbaletrieri din lamele în cleşte Pane de lemn 2.00 +h Strat suport azbociment ondulat Cosoroabă Tirant oțel beton Stîlp lemn ecarisat sau rotund ±0.00 L=12.00 m.	3	2.20		1.2	-	-	-	1.2	1.2	0.0355	-	-	71	~150 kg.
			3.25		1.2	-	-	-	1.2	1.2	0.0386	-	-	74	0.15
XVI.	 inelitoare azbociment ondulat Termoizolație Pană de lemn 1.25 +h Strat suport azbociment ondulat Cosoroabă Stîlp lemn ecarisat sau rotund Fermă din lemn ecarisat cu elemente de rigidizare din placaj ±0.00 L=12.00 m.	3	2.20		0.4	-	-	-	0.4	0.4	0.0418	-	0.002	57.5	-
			3.25		0.4	-	-	-	0.4	0.4	0.048	-	0.002	60	~0.5

Fig. 2. Tipuri de structuri şi indicatorii respectivi pentru construcţii agrozootehnice

atît sub raportul structurii de rezistență, cît și al rezolvării elementelor de închidere.

Deoarece volumul mare de construcții agrozootehnice și dispersarea acestora pe întreg teritoriul țării sînt legate de transportul și manipularea unei importante calități de prefabricate și subansambluri, diminuarea greutății acestora constituie un obiectiv ce trebuie, în mod obligatoriu, luat în considerare.

Ținînd seamă de factorul greutate, s-a întocmit graficul din figura 6 care reprezintă valorile greutăților maxime ale elementelor de acoperiș în cadrul diferitelor soluții constructive.

Se observă că majoritatea soluțiilor în beton au elemente cu greutăți între 1,85—3,0 t, în afară de soluțiile I, II, III realizate cu arbaletrieri de beton armat cu sau fără tiranți; aceste soluții se încadrează la limita inferioară

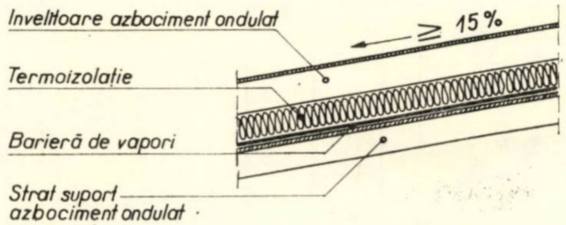
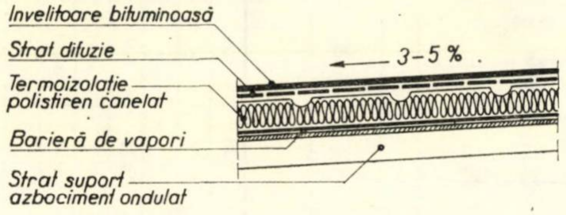
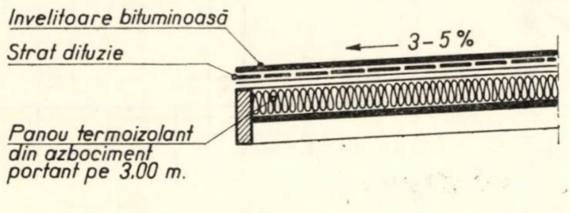
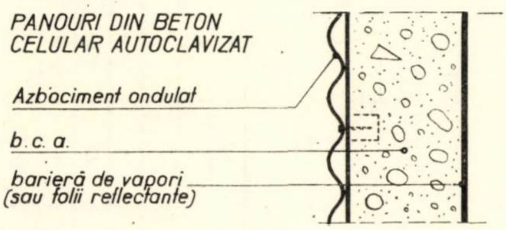
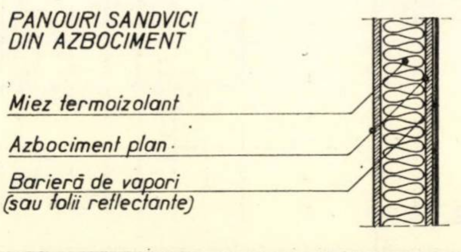
ÎNDICATORUL SOLUȚIEI	SOLUȚII DE ACOPERIȘ ȘI PEREȚI	DISTANȚE ÎNTRE PANE m.	CONSUM OȚEL kg/mp. de acoperiș sau perete	COST Lei/mp.de acoperis sau perete
1	 Invelitoare azbociment ondulat ≥ 15 % Termoizolație Barieră de vapori Strat suport azbociment ondulat	1.5	0.5	124
2	 Invelitoare bituminoasă Strat difuzie 3-5 % Termoizolație polistiren canelat Barieră de vapori Strat suport azbociment ondulat	1.5	0.5	110
3	 Invelitoare bituminoasă Strat difuzie 3-5 % Panou termoizolant din azbociment portant pe 3.00 m.	3.0	1.0	142
11	 PANOURI DIN BETON CELULAR AUTOCLAVIZAT Azbociment ondulat b.c.a. barieră de vapori (sau folii reflectante)	-	1.9	148
12	 PANOURI SANDVICI DIN AZBOCIMENT Miez termoizolant Azbociment plan Barieră de vapori (sau folii reflectante)	-	-	129

Fig. 3. Tipuri de elemente de închidere pentru clădiri de producție agrozootehnice

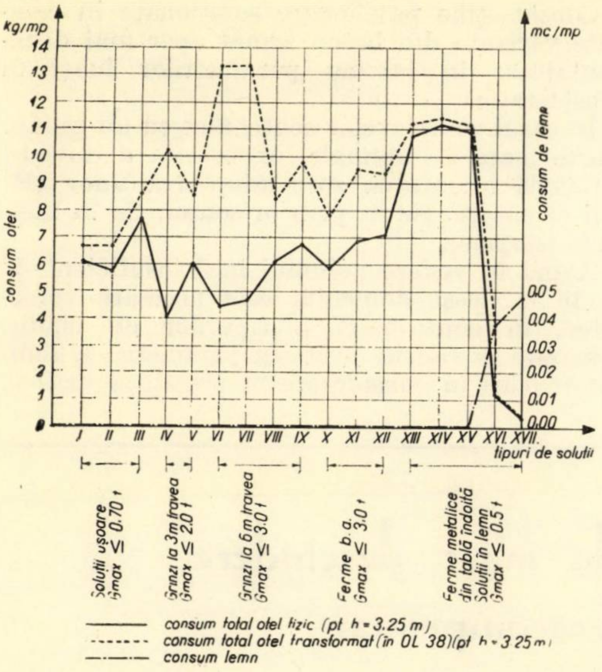


Fig. 4. Consum specific de oțel (fizic și transformat) și lemn

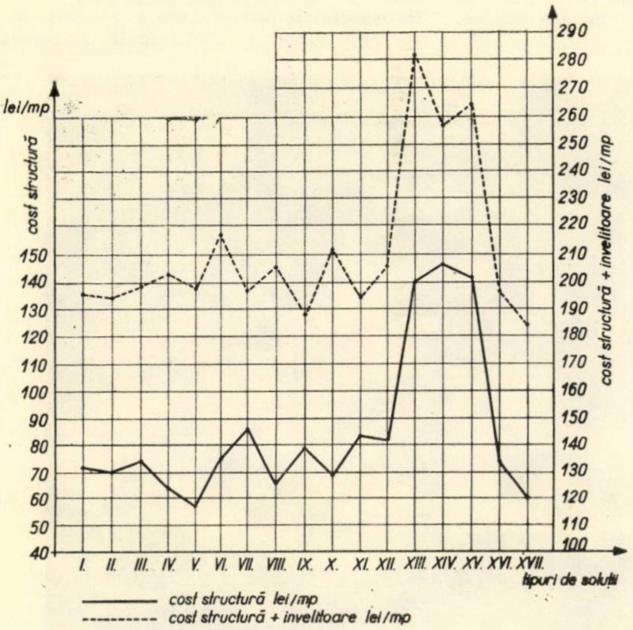


Fig. 5. Cost specific

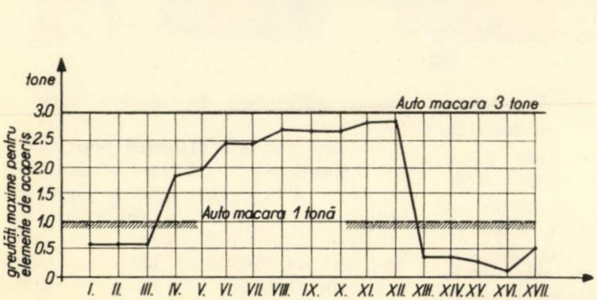


Fig. 6. Greutăți maxime ale elementelor prefabricate de acoperiș

a greutății proprii pentru beton armat de aproximativ 0,6 t/element.

Soluțiile metalice și de lemn duc la greutăți mai mici, între 150 — 360 kg/element.

În legătură cu metodele de execuție trebuie remarcat că automacaraua de 3 t capacitate de ridicare corespunde montajului majorității soluțiilor din beton armat; aceasta este însă o macara grea și costisitoare.

Ținînd seamă de reducerea greutăților proprii ale construcțiilor, se consideră potrivită, pentru montajul structurilor ușoare din beton armat și metal, realizarea unei macarale de 1,0 t capacitate de ridicare, care să poată fi adoptată la orice mijloc de transport; în acest fel se rezolvă cu mult mai economic transportul și manipularea elementelor prefabricate respective.

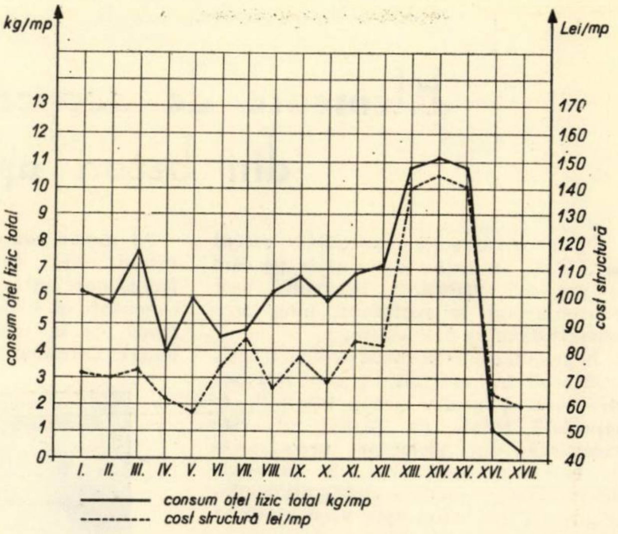


Fig. 7. Grafic prezentînd simultan consumul de oțel fizic și costul structurii.

4. CONCLUZII

Luînd în considerare ansamblul de factori legați de realizarea soluțiilor constructive, sub aspectul consumului de materiale principale, al costului și al execuției-montaj, concomitent cu asigurarea unui microclimat favorabil, urmează a se scoate în evidență acele sisteme care răspund cel mai bine tuturor condițiilor de mai sus.

Dacă grupăm ponderat rezultatele prezentate în graficele din figurile 4, 5, 6 și 7 rezultanta obținută indică soluțiile I, II (arbaletrieri cu și fără tiranți) ca cele mai avantajoase. Acestea au consum de oțel de 5,57 — — 5,82 kg/m², cost structură 65,3 — 70,6 lei/m² (structură + învelitoare 189,30 — 194,60 lei pe m²) și greutăți proprii aproximativ de 0,6 t pe element.

Cu dezavantajul evident al unui consum important de material lemnos, tipurile de structuri XV, XVI rezolvate în lemn corespund condiţiilor de consum de oţel (1,2 kg/m²), cost structură (58 — 71 lei/m²) şi greutate proprie mică (sub 0,5 t/element). Prin măsuri de protejare a materialului lemnos, durabilitatea acestor structuri poate atinge o limită convenabilă.

Structurile metalice sînt avantajoase sub raportul greutăţii reduse, al rezistenţei ridicate la transport şi manipulare, al execuţiei rapide; utilizarea lor este însă limitată de costul mult mai ridicat în raport cu celelalte soluţii datorită consumului de oţel de două ori mai mare decît la structurile din beton armat (fig. 7).

Construcţiile pavilionare soluţionate în celelalte variante din beton armat apar mai dezavantajoase în lumina parametrilor luaţi în consideraţie.

În cazul complexelor zootehnice cu un număr foarte mare de animale, experienţa a dovedit raţională orientarea spre adoptarea unor clădiri comasate, fie în plan orizontal, fie în înălţime (etajate).

Avînd în vedere volumul încă insuficient de studii în acest domeniu, este necesară cercetarea, în continuare, a tipurilor de clădiri comasate în cadrul aceloraşi parametri şi indicatori luaţi în considerare în prezentul articol.

Elemente de acoperiş de mare deschidere din beton uşor precomprimat

Două construcţii executate recent în S.U.A. au arătat avantajele pe care le prezintă utilizarea betonului uşor precomprimat la realizarea unor acoperişuri de mare deschidere.

În primul caz este vorba de construcţia unei şcoli în Portland, Oregon. Întreaga structură a şcolii, peste fundaţii, în suprafaţă totală de 22 000 m², este executată din elemente prefabricate de beton precomprimat, la planşeele intermediare şi cel de acoperiş utilizîndu-se grinzi T din beton uşor precomprimat (fig. 1) cu lăţimea aripilor de 2,30 m. Deschiderile curente ale planşeelor (deci şi ale grinzilor T) sînt de 13,8 şi 18,3 m la planşeele intermediare şi de 27,6 m la acoperiş. Pentru acoperirea sălii de gimnastică a fost necesar a se realiza grinzi T cu o lungime de 43,6 m (cîntărind cîte 34 t fiecare), cele mai mari grinzi de acest tip executate din beton uşor în S.U.A.

Dată fiind zvelteţea şi lungimea mare, s-a dat o mare atenţie condiţiilor de proiectare, manipulare şi transport.

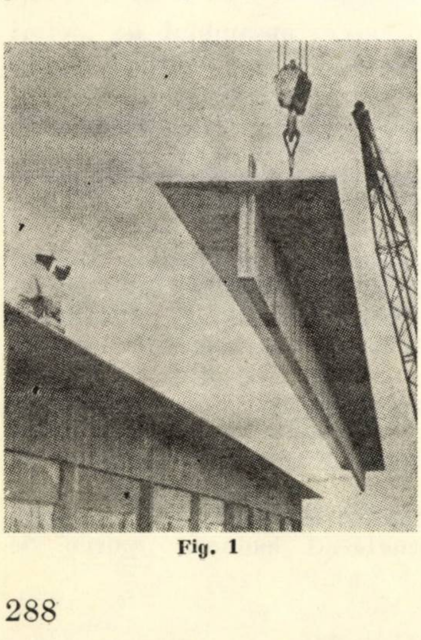


Fig. 1

Al doilea caz citat, în contrast interesant faţă de grinzile prefabricate menţionate anterior, îl constituie grinzile executate in situ la Centrul de educaţie fizică de la Universitatea din Boone, North Carolina.

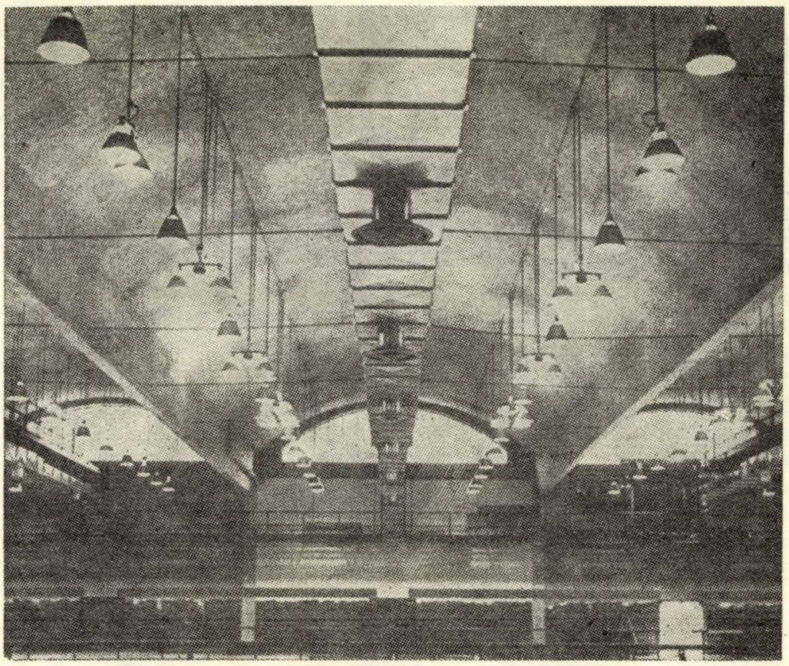


Fig. 2

Cele şapte grinzi care susţin acoperişul au o lungime de 55,90 m, ceea ce constituie — se pare — cea mai mare lungime de grindă simplu rezemată de beton uşor precomprimat cu armături postîntinse realizată în S.U.A. Lăţimea grinzilor este de aproximativ 25 cm, iar înălţimea lor de 1,83 m. Ele susţin şase pînze cilindrice de beton (B 350), a căror grosime variază de la 10 cm la cheie pînă la 15 cm la naştere (fig.2). Grinzile sînt considerate ca făcînd parte integrală din pînza cilindrică, deşi nu au fost monolitizate.

Dimensiunile în plan ale construcţiei sînt de 73 × 55,9 m, acoperişul ieşind în consolă, de fiecare parte a construcţiei, cu cîte 3,30 m, astfel încît lungimea pînzei cilindrice, la cheie, este de 62,50 m.

Construcţia este utilizată pentru diferite manifestări atletice. Deschiderea liberă şi aria neobstruată a planşeului, obţinute prin sistemul de construcţie adoptat, permit participarea unui număr de 8 000 de spectatori. Lucrarea constituie un exemplu pentru posibilităţile pe care le oferă utilizarea structurilor de beton uşor precomprimat.

(F.I.P.-Notes).

CONSIDERAŢII ASUPRA VIBRĂRII REPETATE A BETOANELOR TURNATE ÎN COFRAJE GLISANTE

Ing. Dan Chițu
Institutul de studii şi proiectări energetice—Bucureşti

1.GENERALITĂŢI

Cercetările efectuate pînă în prezent de către diverşi autori din ţara noastră sau din străinătate [1], [2], [3], [7] au scos la iveală o serie de elemente şi procedee noi în ceea ce priveşte metodele de compactare a betoanelor, care prin aplicare pe scară largă, ar putea duce la ridicarea substanţială a calităţii unor lucrări, precum şi la importante economii. Acest lucru se încadrează pe deplin în actuala linie generală de gospodărire cu grijă a investiţiilor şi a materialelor de construcţie, şi ar putea crea noi premise de realizare a unor lucrări economice şi durabile.

Este cunoscut faptul că pentru obţinerea unui beton de calitate ridicată sînt necesare o serie de condiţii printre care modul de compactare a betonului ocupă un loc important. La betoanele turnate în cofraje glisante problema compactării prezintă o serie de particularităţi care au dus la opinii contradictorii în ceea ce priveşte utilizarea vibrării.

După unele păreri, vibrarea betonului proaspăt turnat în cofrajul glisant poate produce efecte negative în betonul din straturile imediat inferioare în curs de priză sau întărire, iar vibrarea armăturii poate determina mişcarea sau chiar desprinderea acesteia de beton.

Cercetările recente asupra betoanelor vibrate repetat au demonstrat că, în anumite condiţii, utilizarea acestei metode, nu numai că nu deranjează betoanele în curs de priză sau întărire, ci, dimpotrivă, produce efecte favorabile.

Lucrarea de faţă analizează posibilităţile de ridicare a calităţii betoanelor turnate în cofraje glisante prin compactarea lor cu ajutorul vibrării şi al vibrării repetate. De asemenea, în final, se fac unele consideraţii privitoare la măsurile ce trebuie adoptate pe şantiere şi se fac propuneri asupra cercetărilor de viitor.

2. ÎNSUŞIRI CERUTE DE CONDIŢIILE DE EXPLOATARE PENTRU BETOANELE GLISATE LA DIFERITE GENURI DE LUCRĂRI

Datorită diversităţii lucrărilor de beton armat ce se pot realiza în cofraje glisante, apare utilă o grupare a lor, luînd în considerare însuşirile cerute de condiţiile de exploatare. Rezultă că, la anumite categorii de lucrări, betonul trebuie să îndeplinească unele condiţii suplimentare faţă de cele cerute în mod obişnuit. Astfel, la coşurile de fum pentru marile termocentrale, datorită înălţimii mari şi condiţiilor de exploatare, betoanele din suprastructură trebuie să întrunească simultan următoarele calităţi :

— rezistenţă prismatică ridicată (B 300, B 400) pentru a se crea posibilitatea realizării unor pereţi de grosimi reduse, capabili să preia eforturile combinate date de sarcinile simetrice, antisimetrice şi de diferenţele de temperatură;

— compactitate cît mai mare pentru micşorarea pe cît posibil a pătrunderii gazelor nocive în masa betonului;

— omogenitate cît mai ridicată;

— rezistenţă faţă de agenţii chimici corosivi existenţi în gazele de ardere.

Realizarea unor astfel de betoane a necesitat efectuarea unor studii în cadrul I.S.P.E. [6], elaborarea de condiţii tehnice speciale de execuţie [5], precum şi efectuarea pe şantiere a unor încercări preliminare. Concluziile obţinute au permis realizarea în ţară a unor lucrări remarcabile, dintre care cele mai importante pînă la data actuală sînt cele două coşuri de fum de 220 m înălţime de la CTE Deva.

La clădirile etajate înalte cu pereţi portanţi din beton armat — soluţie adoptată în special la construcţia de locuinţe, precum şi la structurile de clădiri cu stîlpi şi grinzi — betoanele trebuie să îndeplinească în general numai condiţia de rezistenţă prismatică cerută de proiect (B 200—B 250), precum şi condiţiile de omogenitate cerute de normele în vigoare. Această categorie de betoane se realizează mai uşor decît cele din categoria precedentă.

La alte categorii de lucrări interesează atît rezistenţa prismatică ridicată (B 300—B 400), cît şi omogenitatea, sau uneori culoarea uniformă a suprafeţei exterioare. În această grupă pot fi citate turnurile de mare înălţime, pilele unor poduri peste văi adînci etc.

Desigur, enumerarea de mai sus nu epuizează genurile de lucrări, însă gruparea făcută uşurează înţelegerea celor expuse mai jos.

3. FACTORI CARE INFLUENŢEAZĂ CALITATEA BETOANELOR GLISATE

Aşa după cum s-a arătat în capitolul precedent, condiţiile de exploatare impun obţinerea unor betoane ale căror însuşiri diferă după genul lucrărilor din care fac parte, iar factorii principali care intervin la realizarea lor sînt: reţeta de beton, condiţiile de turnare, precum şi condiţiile de mediu în perioada întăririi. Nu ne vom opri asupra acestor probleme, ele fiind tratate în alte lucrări de specialitate.

Se menţionează totuşi că în cazul cofrajelor glisante, în general, betonul nu beneficiază de condiţii optime de întărire, deoarece acestea sînt în funcţie de situaţia atmosferică în timpul efectuării lucrărilor.

S-au constatat şi cazuri cînd executantul lucrărilor, neglijînd condiţiile de mediu în perioada întăririi betonului, în intenţia de a crea o incintă închisă pentru a continua lucrul pe timp friguros, a creat un sistem de încălzire cu flacără deschisă de gaze naturale, fără a închide complet incinta la partea superioară. În acest fel s-a format un curent vertical de aer cald şi uscat, care a produs uscarea excesivă a betonului proaspăt şi a determinat formarea unor fisuri neregulate (superficiale) în beton. Dacă acest sistem de încălzire nu ar fi fost remediat la timp s-ar fi ajuns la punerea în operă a unor betoane necorespunzătoare.

4. CERCETĂRI IN DOMENIUL VIBRĂRII REPETATE A BETOANELOR

Au existat şi există încă păreri că vibrarea betoanelor în timpul prizei cimentului produce efecte negative asupra comportării ulterioare a betonului şi că compactarea trebuie făcută înainte de începerea prizei. Cercetările efectuate în ultima perioadă de timp au dovedit că vibrarea repetată a betoanelor după anumite reguli, inclusiv în perioada prizei cimentului, are, dimpotrivă, efecte favorabile asupra calităţii ulterioare.

Primele cercetări organizate privind vibrarea repetată a betoanelor s-au efectuat în S.U.A. în perioada celui de-al doilea război mondial.

În Franţa, cercetările efectuate în acest domeniu au dus la elaborarea unor norme oficiale privind vibrarea repetată a betoanelor utilizate la poduri şi şosele (1956).

În U.R.S.S., în perioada de după cel de-al doilea război mondial, au fost efectuate, de asemenea, cercetări asupra vibrării repetate şi termovibrării betoanelor, unele rezultate fiind aplicate recent în industria prefabricatelor.

Alte cercetări similare s-au efectuat în Cehoslovacia şi Polonia.

În ţara noastră s-au ocupat de problema vibrării repetate a betoanelor mai mulţi cercetători, iar rezultatele obţinute sînt demne de studiat cu cea mai mare atenţie [1], [3] şi [7].

Întrucît unii parametri diferă uneori de la autor la autor, şi deoarece cercetările nu s-au îndreptat totdeauna spre aceleaşi direcţii, în articolul de faţă au fost luate în considerare în special rezultatele obţinute de cercetările ample efectuate sub conducerea prof. ing. C. Avram de la Institutul politehnic din Timişoara [1], deoarece ele au avut la bază, în cea mai mare parte, materialele şi utilajele existente în prezent în ţară, elemente esenţiale pentru aplicarea rezultatelor cercetării pe şantierele noastre. Aceste elemente au fost redate şi analizate în prezenta lucrare în ideea extinderii procedeului de vibrare repetată la betoanele turnate în cofraje glisante, problemă neaprofundată sistematic pînă în prezent de către nici un autor.

Cercetările efectuate asupra betoanelor turnate în cofraje fixe au scos în evidenţă o serie de elemente noi, care în rezumat sînt următoarele:

— Vibrarea betoanelor imediat după turnarea în cofraj şi repetarea acestei operaţii o dată sau de două ori pînă la sfîrşitul prizei aduce un spor important de rezistenţă faţă de martori (cca 10—100% sau mai mult), creşterea fiind în funcţie de o serie de factori, dintre care cei mai importanţi sînt: compoziţia mineralogică a cimenturilor, însuşirile betonului proaspăt, momentul şi parametrii vibrării etc.

— Prin vibrare repetată se anulează tensiunile interne ce se formează în beton din cauza modificărilor de volum ale unor elemente componente, în special în timpul prizei cimentului, ceea ce determină îmbunătăţirea substanţială a proprietăţilor fizice, mecanice şi chimice ale betonului matur.

— Pentru un acelaşi spor de compactitate obţinut prin vibrare repetată, sporul de rezistenţă este cu atît mai mare cu cît tipul de ciment utilizat prezintă contracţii iniţiale mai mari.

— În perioada de după sfîrşitul prizei (cca 5—8 ore de la punerea în operă) betonul asupra căruia s-a repetat vibrarea prezintă o rezistenţă mai mică decît probele martor, însă imediat după aceea rezistenţele cresc rapid şi depăşesc pe cele ale martorilor.

— Intervalul optim de vibrare repetată este cuprins între punerea în operă şi sfîrşitul prizei. Rezultate apropiate se obţin şi în intervalul început de priză — sfîrşit de priză.

— Mărirea numărului de vibrări în intervalul dintre începutul şi sfîrşitul prizei determină un spor suplimentar de rezistenţă mecanică. Eşalonarea vibrării repetate la intervale regulate este mai favorabilă decît efectuarea cumulată a aceleiaşi perioade.

— Factorul a/c trebuie astfel ales încît betonul să poată redeveni plastic în timpul ultimei vibrări.

— Utilizarea plastifianţilor sau a întîrzietorilor de priză măreşte eficacitatea vibrării repetate, obţinîndu-se betoane mai bune la acelaşi consum de ciment.

— În toate cazurile, impermeabilitatea este mai bună la betoanele vibrate repetat decît la cele vibrate numai la punerea în operă.

Din punct de vedere al frecvenţelor optime de adoptat, trebuie menţionat faptul că unii autori recomandă frecvențe reduse pentru prima vibrare și frecvențe înalte pentru următoarele vibrări, considerînd că primul gen de frecvențe se adresează în special componentelor mari din agregate, iar celălalt la partea fină. Deşi la prima vedere acest raționament pare logic, totuşi din cercetările efectuate sub conducerea prof. ing. C. Avram [1] a rezultat — fără a se trage concluzii definitive — că la betoanele de marcă superioară sporul de rezistență obținut prin vibrare repetată este mai mare în cazul frecvențelor joase. Acelaşi grup de cercetători a arătat că, pentru o aceeaşi frecvență de vibrare, rezistențele cresc mai mult cînd amplitudinea şi accelerația scad.

Încercările de verificare în timp mai lung (90 de zile și cca 3 ani) nu au constatat diferențe de comportare față de betoanele vibrate obişnuit [3].

Unii cercetători au combinat metoda vibrării repetate cu tratarea termică a betoanelor, iar rezultatele favorabile obținute au fost aplicate cu succes în industria prefabricatelor [3]. Pe de altă parte, efectuarea unor experiențe pozitive privind încălzirea electrică a betonului glisat [9] deschide perspective noi pentru aplicarea vibrării repetate combinate cu tratarea termică a betoanelor turnate în cofraje glisante.

5. OPINII ASUPRA COMPACTĂRII BETOANELOR GLISATE PRIN METODA VIBRĂRII ŞI VIBRĂRII REPETATE

Pentru a vedea influența vibrării betonului proaspăt asupra straturilor imediat inferioare trebuie analizați mai mulți factori: viteza de glisare, grosimea straturilor de beton, distanța între reprizele de turnare, tipul cimentului utilizat, caracteristicile vibrării etc.

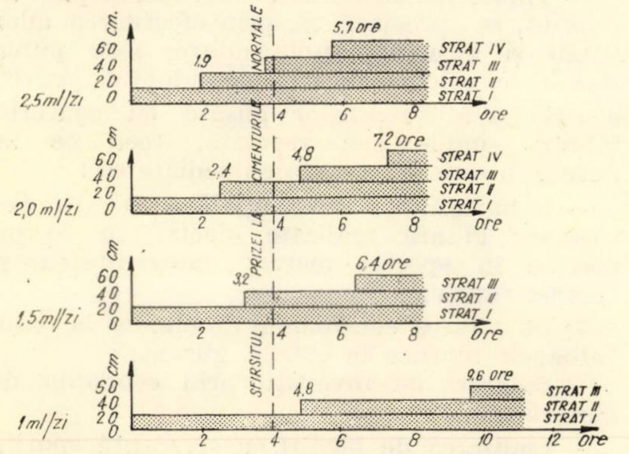


Fig. 1. Cazul particular al straturilor de beton de 20 cm grosime şi ciment cu priza normală

Se vede că la viteze mici de glisare, pentru cazul particular d = 20 cm şi ciment cu sfîrşitul prizei la 4 ore, fiecare strat nou se toarnă (teoretic) după încheierea prizei stratului precedent.

Cu cît viteza de turnare creşte, cu atît timpul dintre reprize se scurtează ; în funcție de raza de acțiune a vibratorului folosit, acesta poate (sau nu) să efectueze vibrarea repetată a stratului imediat inferior

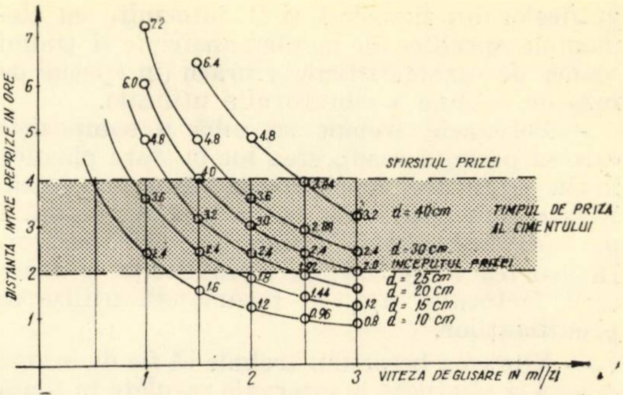


Fig. 2. Variația grosimii straturilor succesive de beton în funcție de viteza de glisare şi distanța în timp dintre reprize.

Pentru ca stratul nou să se poată turna peste un beton care nu a sfîrşit priza (şi care de fapt poate constitui o condiție limită), la grosimea de 20—25 cm a stratului de beton corespunde o viteză minimă de glisare de 1,2—1,5 m/zi.

În cazul cimenturilor normale cu sfîrşitul prizei la cca 4 ore, efectuarea vibrării repetate a stratului imediat inferior se face cel mai bine la o distanță între reprize de 0,5—0,7 din timpul de priză, adică cca 2,0—2,5 ore.

De aici se poate deduce viteza optimă de glisare pentru fiecare grosime de strat de beton

Timpul scurs de la începutul şi pînă la sfîrşitul prizei (care este în funcție de caracteristicile cimentului) influențează direct viteza de glisare, grosimile straturilor şi distanța între reprize

În acest scop s-au întocmit graficele din figurile 1, 2 şi 3 în care se poate vedea corelația dintre aceşti factori, şi din care se pot deduce elementele necesare unei vibrări corespunzătoare şi anume:

— Viteza optimă de glisare şi grosimea straturilor de beton se pot stabili pe baza

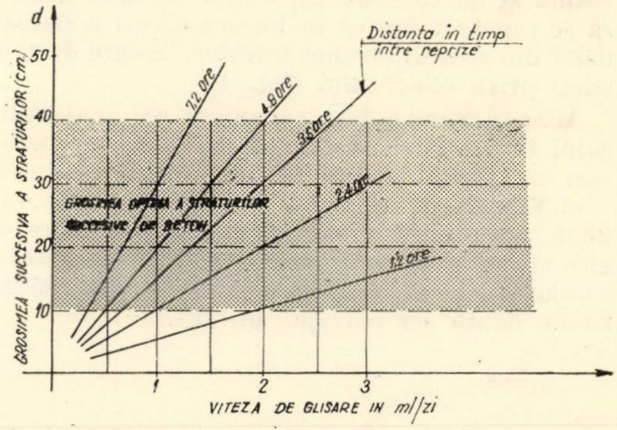


Fig. 3. Variația distanței dintre reprize, în ore, în funcție de viteza de glisare şi grosimea succesivă a straturilor de beton.

Acest grafic poate fi utilizat la stabilirea elementelor caracteristice de execuție a betoanelor turnate în cofraj glisant. Astfel, plecînd de la viteza de turnare zilnică şi caracteristicile cimentului utilizat, se stabileşte distanța dintre reprize şi grosimea straturilor de beton, aşa încît la ieşirea betonului în afara cofrajului glisant să fie asigurată o rezistență minimă care să asigure securitatea lucrării şi a muncitorilor graficelor din figurile 1 şi 2, întocmite cu elementele specifice ale lucrării analizate şi ţinînd seama de caracteristicile vibrării (în special de raza de acţiune a vibratorului utilizat).

— Betoanele trebuie să aibă o compoziţie care să permită readucerea lor în stare plastică în timpul tuturor reprizelor de vibrare repetată. Reţeta unui astfel de beton trebuie stabilită pe bază de încercări preliminare de laborator. În vederea îmbunătăţirii lucrabilităţii şi reducerii factorului a/c, se recomandă utilizarea plastifianţilor.

— Vibrarea betonului trebuie să fie de scurtă durată şi efectuată la intervale regulate în toată perioada de timp cuprinsă între turnarea în cofraj şi sfîrşitul prizei cimentului.

— În privinţa frecvenţelor şi amplitudinilor de adoptat, deşi în prezent există opinii diferite, totuşi avînd în vedere că diferenţele nu sînt esenţiale şi nici reciproc eliminatorii, pentru vibrarea betoanelor glisate apare indicată utilizarea frecvenţelor de 50 şi 100 Hz şi amplitudini reduse. În acest domeniu mai sînt necesare experimentări.

Trecînd în revistă diversele posibilităţi de execuţie, rezultă că pentru efectuarea compactării, cu ajutorul vibrării, a betoanelor glisate există următoarele variante :

a) Vibrare de adîncime efectuată numai la fiecare turnare de strat nou de beton, care realizează parţial şi vibrarea repetată a unor straturi imediat inferioare.

Această variantă reprezintă o utilizare timidă a compactării prin vibrare a betoanelor glisate, deja aplicată la o serie de lucrări energetice din ţara noastră, la care însă nu se cunosc rezultatele obţinute practic în operă.

b) Vibrare de adîncime efectuată la perioade regulate, dese şi scurte, astfel încît — ţinînd seama şi de raza de acţiune a vibratorului — să se repete vibrarea în bune condiţii a betoanelor din stratul imediat inferior, înainte de a se sfîrşi priza cimentului (fig. 4).

Această variantă se consideră cea mai indicată, însă pentru stabilirea parametrilor necesari ar trebui efectuate încă experimentări.

c) Vibrare de adîncime efectuată cu ajutorul unor vibratoare montate elastic pe cofrajul glisant, care să acţioneze asupra betonului — similar ca la al. *b* de mai sus — şi care să se ridice odată cu cofrajul glisant.

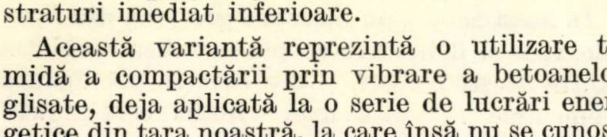


Fig. 4. Corelarea dintre raza de acţiune a vibratorului şi vibrarea repetată a straturilor mai vechi de beton.

Această variantă ar reprezenta o mecanizare înaintată a operaţiei de compactare, însă eficacitatea ei s-ar putea stabili numai experimental.

d) Montarea pe cofrajul glisant a unor vibratoare de exterior care să acţioneze indirect asupra betonului.

Această variantă nu apare indicată, deoarece intrarea cofrajului în vibraţie ar putea provoca pierderea stabilităţii întregului sistem de glisare.

6. CONCLUZII ŞI PROPUNERI

Faţă de cele arătate la capitolele precedente, rezultă următoarele concluzii şi propuneri :

— Pentru a se obţine betoane omogene şi de marcă ridicată prin turnare în cofraje glisante — la fel ca la betoanele turnate în cofraje obişnuite — compactarea reprezintă una din condiţiile esenţiale.

— Contrar altor opinii, pentru compactarea betoanelor glisate se consideră indicată utilizarea vibrării, execuţia făcîndu-se de preferinţă după o tehnologie dată prin condiţii tehnice speciale de execuţie, care să ţină seamă de elemente ca : posibilităţile de vibrare, parametrii vibratorului utilizat, viteza de glisare, grosimea straturilor de beton etc.

— Se apreciază că la betoanele glisate, cu ocazia vibrării betonului proaspăt se repetă vibrarea betoanelor mai vechi din straturile imediat inferioare şi că, similar cu betoanele turnate în cofraje obişnuite, vibrarea repetată aduce de asemenea un spor important de calitate (rezistenţă, compactivitate, omogenitate, eliminarea microfisurilor etc.).

— Ţinînd seamă de datele cunoscute pînă în prezent, se apreciază că, prin efectuarea unor studii şi încercări suplimentare, s-ar putea stabili tehnologia optimă de adoptat pentru compactarea betoanelor glisate cu ajutorul vibrării simple sau repetate, ceea ce ar duce la o serie de avantaje imediate ca :

— îmbunătăţirea substanţială a calităţii betoanelor glisate realizate efectiv în operă, privind în special marca, omogenitatea şi compactitatea ;

— micşorarea consumului de ciment la toate betoanele turnate în cofraje glisante ;

— reduceri de investiţii prin economii de materiale ;

— realizarea de lucrări cu siguranţă sporită în exploatare.

În sprijinul acestor idei merită să fie relatată afirmaţia d-lui Ch. Bisdorff, inginer consilier din Paris, într-o prefaţă la un manual românesc referitor la cofrajele glisante, şi anume că ,,inginerii şi tehnicienii români s-au iniţiat în metoda cofrajelor alunecătoare de mare anvergură abia în anul 1960. Într-un timp record discipolii de atunci au devenit profesori în arta folosirii cofrajelor alunecătoare".

Se apreciază că studiile ce se efectuează în prezent de către INCERC—Filiala Timişoara, în colaborare cu I.S.P.E., asupra unor probleme legate de turnarea betoanelor în cofraje glisante, vor clarifica o mare parte din problemele încă neelucidate pe deplin în acest domeniu.

Bibliografie

[1] AVRAM C., VOINA N. şi MÎRŞU O.: *Influenţa revibrării asupra proprietăţilor pastei întărite de ciment şi a betoanelor.* Revue des matériaux de construction et de travaux publics. Ciment et bétons, nr. 619, aprilie 1967.

[2] VORONKOV D. A.: *Vibrarea repetată a amestecului de beton.* Beton i jelezobeton, nr. 8, august 1967, U.R.S.S.

[3] ŞIŞMAN S., POPESCU D. şi ASANDEI G.: *Efectele revibrării betonului.* Noutăţi pe şantierele de construcţii M.C.I.C.R., nr. 10, 1968.

[4] GORAN V. şi IONESCU M.: *Vibratoare pentru compactarea betonului produse în România.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 11, nov. 1968.

[5] CHIŢU D. şi GRAŢIOZI I.: *Condiţii tehnice speciale pentru realizarea structurii din beton armat de la coşurile de fum ale termocentralelor.* I.S.P.E., 1968.

[6] GRAŢIOZI I. şi CHIŢU D.: *Studii asupra betoanelor de mărci superioare turnate în cofraje glisante la lucrări termoenergetice.* Studiu I.S.P.E., dec. 1967.

[7] VIESPESCU D. şi MOSCOVICI P.: *Vibrarea intensivă şi prelungită a betonului.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 2—3, 1965.

[8] ASANDEI G.: *Presiunea betonului asupra cofrajelor.* Noutăţi pe şantierele de construcţii M.C.I.C.R., nr. 10, 1968.

[9] BOGHIAN A.: *Încălzirea electrică a betonului în cofraje glisante.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 9, sept. 1968.

* * *

Bazine de înot acoperite la Drancy

Acoperişul este constituit dintr-o cupolă în formă de calotă sferică de 47,20 m diametru şi 7 m înălţime. Susţinută pe stîlpi periferici tubulari, cupola este supraînălţată cu 3 m deasupra nivelului solului şi acoperă patru bazine.

Structura cupolei a fost realizată folosind sistemul tridirecţional SDC, bazat pe noduri prefabricate — compuse din două cochilii reunind fiecare şase tuburi de acelaşi diametru exterior (Ø 114 mm) şi de grosime variabilă. Toate aceste elemente sînt asamblate prin sudură cu arc. Reţeaua sferică este pozată pe un tor din ţeavă de Ø 440 mm susţinut de 24 stîlpi în V înclinaţi, articulaţi la sol. Ţevile sînt din oţel galvanizat la cald înainte de a fi sudat.

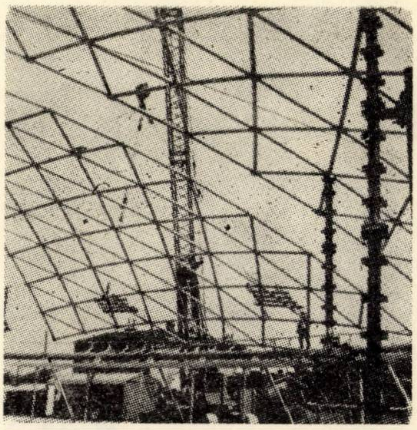


Fig. 2. Montarea reţelei pe porţiuni sferice

O galerie tehnică de încălzire — ventilaţie şi iluminat în lungul perimetrului interior al cupolei completează acest ansamblu. Învelitoarea constituită din mai multe straturi hidroizolante, acoperită cu tablă de cupru este pozată la cald pe suportul de ceramică celulară armată. Este izolată fonic şi termic. Perimetrul este închis cu geamuri „Securit".

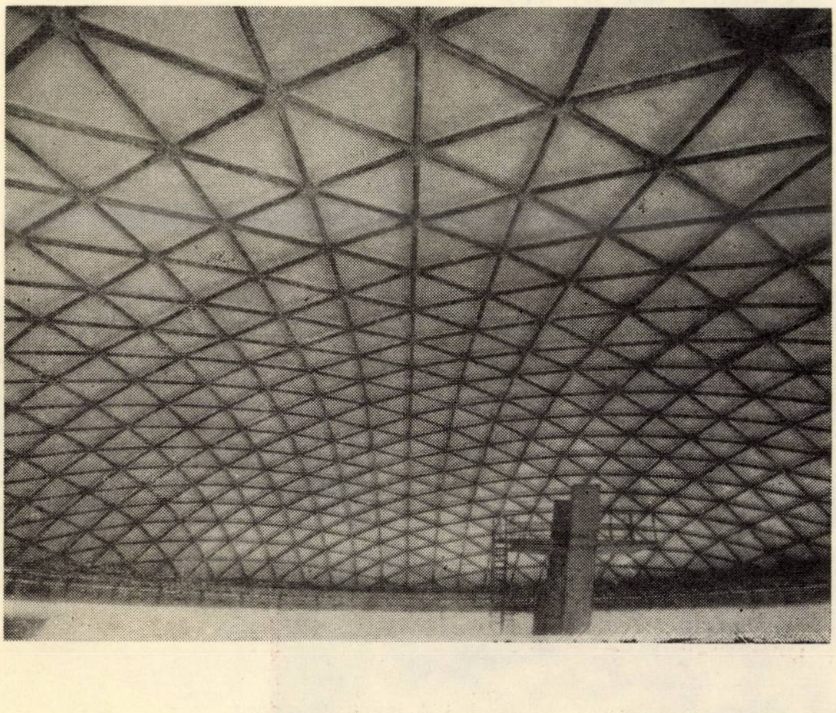


Fig. 1. Interiorul piscinei. Detaliu al cupolei

INSTITUTUL DE CERCETĂRI ÎN CONSTRUCȚII ȘI ECONOMIA CONSTRUCȚIILOR

IN
CE
RC

Principala organizație de cercetări științifice în domeniul construcțiilor și singura cu caracter republican în acest domeniu, efectuează:

Cercetări complexe și de specialitate pentru întreaga ramură a industriei construcțiilor cuprinzînd următoarele domenii principale:

*Beton, beton armat, beton precomprimat ● Construcții metalice ● Structuri de construcții industriale, civile și speciale ● Teoria și calculul construcțiilor (inclusiv folosirea calculatoarelor electronice) ● Încercări în construcții ● Fundații ● Elemente de închidere, protecție și finisaje ● **Folosirea** materialelor din polimeri ● Fizica construcțiilor ● Izolări în construcții ● Protecția contra coroziunii ● Instalații pentru construcții (electrice, tehnico-sanitare, încălzire, ventilație și condiționare) ● Tehnologia generală a construcțiilor și organizarea șantierelor ● Mecanizarea lucrărilor de construcție ● Asimilări de scule, dispozitive și utilaje de construcție ● Economia construcțiilor ● Cibernetica în construcții.*

INCERC dispune de secții de specialitate și laboratoare la sediul central din București = Șos. Pantelimon nr. 266, precum și

- la Cluj — Calea Florești 117
- la Timișoara — Str. Traian Lalescu 2
- la Iași — Str. Karl Marx 38
- la Brașov — Aleea Minerva 8, bloc 36

Institutul este dotat cu aparatură, instalații, utilaje și standuri **moderne** la nivelul tehnicii mondiale.

INCERC POATE EXECUTA PENTRU ÎNTREPRINDERI DE STAT ȘI COOPERATISTE DIN ȚARĂ — PE BAZĂ DE COMENZI FERME ȘI CONTRACTE, IAR PENTRU BENEFICIARII DIN STRĂINĂTATE — PE BAZĂ DE CONTRACTE ÎNCHEIATE PRIN AGENȚIILE COMERCIALE ALE R.S.R. — LUCRĂRI ȘTIINȚIFICE CA: STUDII, CERCETĂRI, ASISTENȚĂ TEHNICĂ, EXPERTIZE DE LUCRĂRI DE CONSTRUCȚII CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

INCERC ORGANIZEAZĂ CURSURI DE PERFECȚIONARE PENTRU INGINERI ȘI TEHNICIENI DIN ÎNTREPRINDERI DE STAT ȘI COOPERATISTE ÎN VEDEREA ACTUALIZĂRII ȘI ÎMBOGĂȚIRII CUNOȘTINȚELOR PE SPECIALITĂȚI LEGATE DE NEVOILE PROIECTĂRII ȘI EXECUTĂRII CONSTRUCȚIILOR CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

Informații detaliate se pot obține la INCERC — București — Șos. Pantelimon nr. 266, telefon nr. 35.21.00

STUDIUL STĂRII DE TENSIUNE ÎN NODURILE CURBE ALE CADRELOR METALICE INDUSTRIALE

Ing. M. Ieremia
Institutul de construcții — București

Ca urmare a dezvoltării tehnicii sudurii și, în legătură cu aceasta, a utilizării structurilor portante de oțel cu inimă plină, formînd cadre de mare deschidere, puternic încărcate, s-a pus problema determinării pe cale teoretică și a verificării pe cale experimentală a stării de eforturi unitare care apare în colțurile de cadre.

Colțurile sudate, cu racordare curbă, asigură o legătură rigidă între stîlpul și rigla cadrului. Reprezentînd zone puternic solicitate, comportarea acestor noduri determină comportarea în ansamblu a cadrului metalic din care fac parte.

Solicitările care apar sînt complexe și numai stăpînind starea de tensiune din nod putem stabili apoi alcătuirea constructivă și procedeul de calcul cel mai adecvat al acestor elemente.

În lucrarea de față ne vom ocupa în special de primul aspect, arătînd concluziile teoretice rezultate în urma încercărilor pe model.

În elementele componente (inimă, talpă) ale secțiunii transversale ale unui colț de cadru avem de-a face cu o stare de tensiune plană.

Vom pleca de la teoria barei curbe încovoiate cu secțiunea plină (dreptunghiulară, de exemplu) și constantă a lui E. Winkler, H. Résal și F. Grashof [1], folosind ipoteza secțiunilor plane și normale a lui Bernoulli, introducînd apoi unele corecții specifice unei secțiuni compuse, ale cărei deformații transversale sînt comparabile cu cele longitudinale.

Studiem o bară curbă plană a cărei secțiune transversală admite (cel puțin) o axă de simetrie după care acționează sarcina exterioară. Cazul secțiunilor care nu admit o axă de simetrie în planul de solicitare a fost studiat în lucrarea [2].

Considerînd starea de încovoiere pură și neglijînd efectul eforturilor unitare radiale care apar din condiția de echilibru a unei fibre longitudinale, constatăm că eforturile unitare longitudinale dintr-o secțiune dreptunghiulară vor avea o distribuție hiperbolică pe înălțimea secțiunii transversale; axa neutră se deplasează spre centrul de curbură.

În urma acțiunii forței axiale, fibrele se deformează direct proporțional cu lungimea lor inițială, care la rîndul ei este proporțională cu distanța la centrul de curbură, deci întreaga secțiune transversală se rotește în jurul centrului de curbură.

Efectul forței tăietoare este de importanță secundară și se poate admite, în primă aproximație, că distribuția eforturilor unitare tangențiale este similară cu cea de la grinda dreaptă încovoiată.

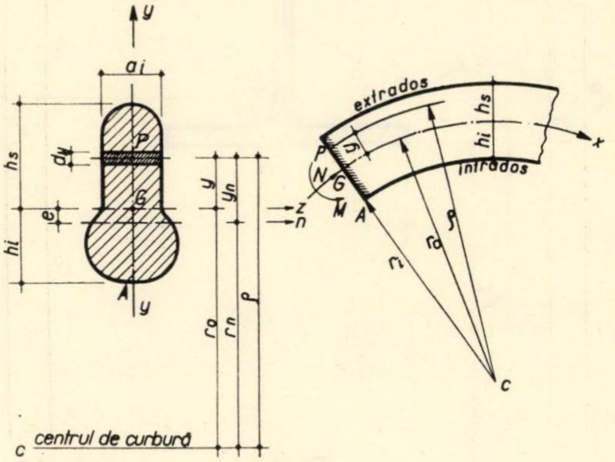


Fig. 1

Rezultă atunci din studiul barelor curbe cu curbură mare, pentru sensul eforturilor din figura 1,

$$\sigma_z = -\frac{N}{A} + \frac{M}{r_o \cdot A} + \frac{M \cdot r_o}{Z} \cdot \frac{y}{r_o + y}, \dots \quad (1)$$

expresie valabilă pentru $\frac{r_o}{h} < 2{,}50$.

r_0 și y au semnificația din figura 1, iar Z este o caracteristică geometrică analogă momentului de inerție axial de la bara dreaptă încovoiată.

$$Z = r_o \cdot \int_{(A)} \frac{y^2}{r_o + y} \cdot dA \dots \quad (2)$$

În general, $Z > I_z$, și aceasta cu atît mai mult cu cît valoarea raportului $\frac{r_o}{h}$ scade.

Pentru: $\frac{r_o}{h} \geqslant 2 \rightarrow Z = I_z$.

Pentru secțiunile uzuale, în formă de T sau I, alcătuite din n dreptunghiuri:

$$Z = r_o^2 \cdot \left(r_o \cdot \sum_{i=1}^{n} a_i \cdot ln \frac{r_{i+1}}{r_i} - A \right) \dots \quad (3)$$

În cazurile curente [3], pentru $\frac{r_o}{h} > 1$, expresia (3) se poate pune sub forma :

$$Z = I_z + \frac{A_c \cdot v_c^3}{r_c} - \frac{A_u \cdot v_u^3}{r_u} \dots \qquad (4)$$

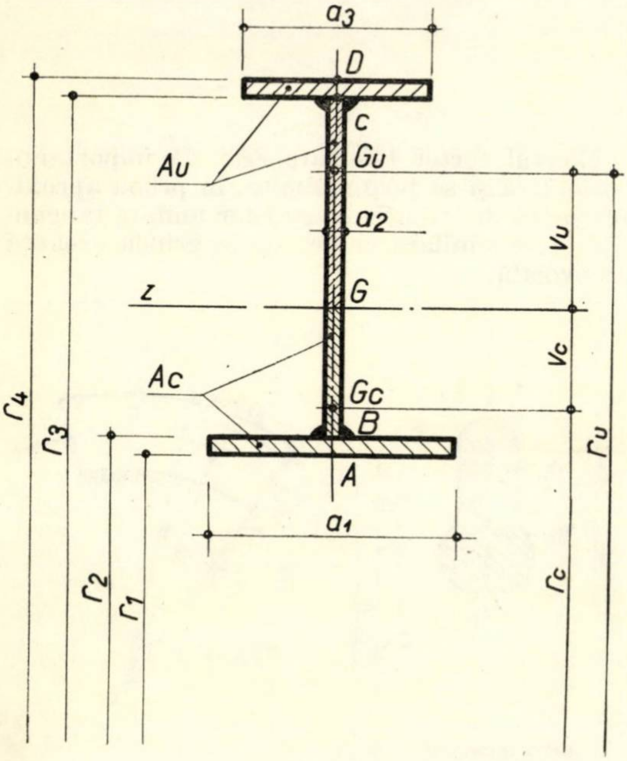


Fig. 2

Soluţia exactă a problemei, pentru o secţiune dreptunghiulară îngustă, de lăţime a, se obţine cu ajutorul teoriei elasticităţii [4], folosind funcţia eforturilor a lui Airy. Astfel, efortul unitar longitudinal şi respectiv radial are valoarea :

$$\left\{\begin{aligned} \sigma &= \frac{4M}{ak_o}\left(r_2^2 - r_1^2 - r_1^2 \cdot ln\frac{r}{r_1} - r_2^2 \cdot ln\frac{r_2}{r} - \right.\\ &\qquad\qquad \left. - \frac{r_1^2 \cdot r_2^2}{r^2} \cdot ln\frac{r_2}{r_1}\right) \\ \sigma' &= \frac{4M}{ak_o}\left(\frac{r_1^2 \cdot r_2^2}{r^2} \cdot ln\frac{r_2}{r} - r_2^2 \cdot ln\frac{r_2}{r} - r_1^2 \cdot ln\frac{r}{r_1}\right)\end{aligned}\right. \qquad (5)$$

unde, $k_o = (r_2^2 - r_1^2)^2 - 4 \cdot r_1^2 \cdot r_2^2 \cdot \left(ln\frac{r_2}{r_1}\right)^2 \dots \quad (6)$

Teoria simplificată a lui E. Winkler [1] dă o eroare de maximum 0,5 % faţă de soluţia exactă $\left(\text{indiferent de raportul } \frac{r_o}{h}\right)$, cu toate că, neglijînd eforturile unitare radiale, această teorie se abate de la condiţia de echilibru static interior.

Se constată că între cele două curbe teoretice ale efortului unitar longitudinal şi curba experimentală obţinută prin încercarea unor colţuri de cadre cu marginile curbe concentrice de secţiune dreptunghiulară şi raport de curbură $\frac{r_o}{h} = 1{,}0$ şi 1,25 [5], există nepotriviri de maximum 3,4 %, conform figurii 3 (pentru secţiunea diagonală a colţului).

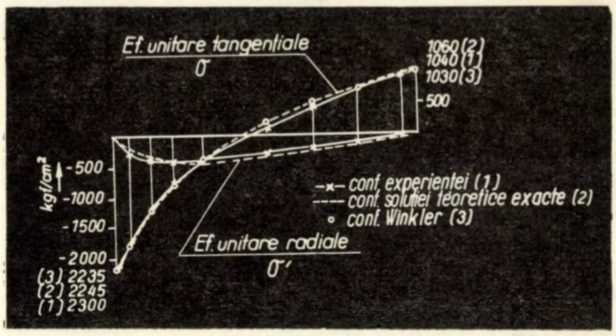


Fig. 3

Efortul unitar radial σ' îşi atinge maximum către marginea interioară a barei şi are acelaşi semn pe întreaga înălţime a secţiunii transversale, semn care corespunde cu semnul efortului unitar longitudinal de la partea concavă. Valoarea maximă a acestui efort unitar rămîne însă mult inferioară efortului unitar longitudinal maxim [6]. Astfel, pentru $\frac{r_2}{r_1} = 2{,}0 \rightarrow \sigma'_{max.} = 0{,}138 \cdot \sigma_{max.}$.

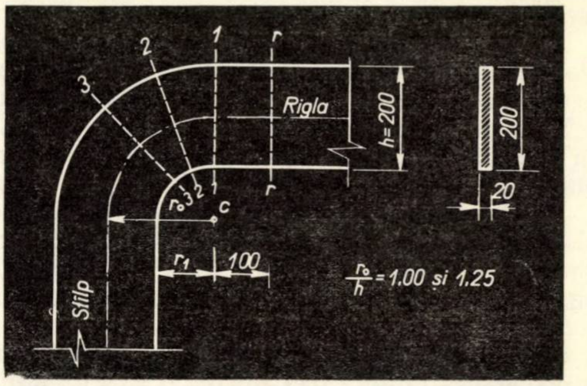


Fig. 4

Rezultatele măsurătorilor pe elementele dreptunghiulare de mai sus au arătat că eforturile unitare maxime nu apar în secţiunea diagonală „3—3", ci în secţiunea „2—2", mai aproape de riglă. În secţiunea „1—1" se face simţit efectul riglei drepte — forma hiperbolică a diagramei efortului unitar longitudinal se atenuează şi se apropie de o evoluţie liniară, pentru ca în secţiunea „r—r" să devină chiar o linie dreaptă (conf. Navier). De asemenea, în această secţiune, eforturile unitare radiale dispar complet.

În figura 5 se arată distribuţia eforturilor unitare tangenţiale în diferite secţiuni transversale ale colţului de cadru. În secţiunea diagonală „3—3" ele deviază deja de la repartiţia parabolică normală, deviere ce se accentuează

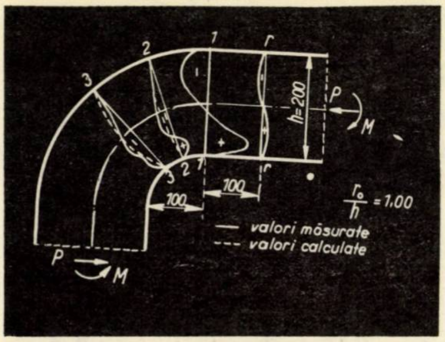


Fig. 5

în secţiunea „2—2". În secţiunea „1—1" forţa tăietoare este nulă; ca urmare, suprafeţele pozitivă şi negativă ale efortului unitar sînt egale.

Studiindu-se experimental un colţ de cadru cu secţiunea dreptunghiulară şi raportul $\frac{r_0}{h} = 1{,}0$, dar cu tălpile neparalele (cu marginea exterioară ieşindă), se constată că traiectoriile eforturilor unitare principale obţinute pe cale fotoelastică sînt asemănătoare cu cele ale modelului cu margini curbe concentrice din figura 6. Se observă mutarea axei neutre spre partea convexă şi ca urmare reducerea efortului unitar maxim din partea concavă; diagrama efortului unitar longitudinal în secţiunea diagonală are o formă continuă, afectînd şi zona exterioară a nodului.

Comparînd valorile maxime ale efortului unitar longitudinal obţinute pentru colţuri cu curbura concentrică a marginilor şi respectiv cu secţiunea variabilă, pentru rapoarturile de curbură arătate — se observă că în primul caz efortul unitar maxim este cu cca 20 % mai mare [5], fapt care denotă aportul materialului suplimentar din zona exterioară a nodului în preluarea solicitării.

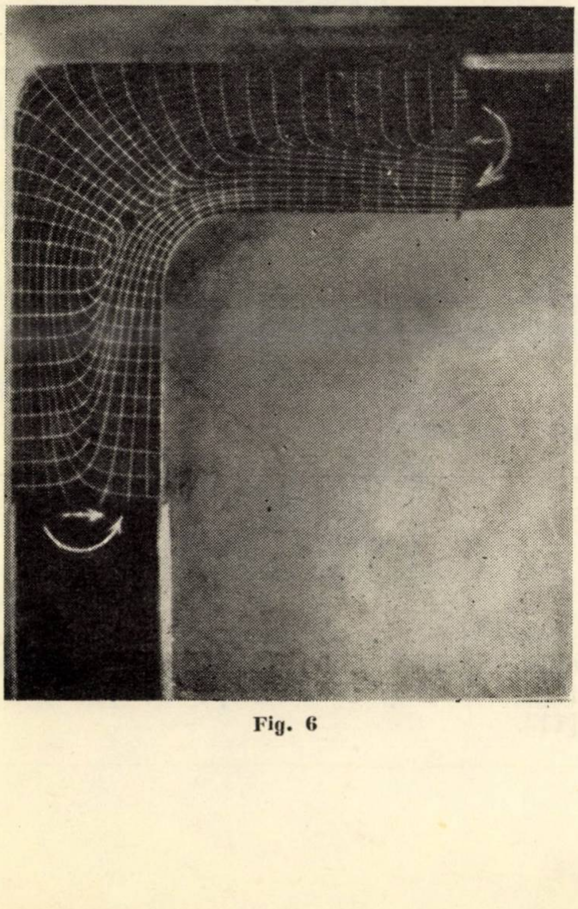


Fig. 6

În cazul barelor curbe cu pereţi subţiri, din ce în ce mai mult folosite actualmente, efectul efortului unitar radial asupra secţiunii transversale nu mai poate fi neglijat şi se impune o corecţie importantă a teoriei simplificate a lui E. Winkler. Astfel, în cazul unei secţiuni tip T sau I, părţile mai îndepărtate de inimă (aripile tălpilor) sînt solicitate la încovoiere de aceste forţe transversale şi se deformează.

Deplasarea elastică y_z a fibrei medii a tălpii este de acelaşi ordin de mărime cu deformaţia tălpii produsă de încovoierea generală a grinzii curbe. Ea nu mai poate fi neglijată şi va influenţa repartiţia efortului unitar longitudinal pe lăţimea tălpii respective (pentru că se modifică distanţa fibrelor longitudinale—situate iniţial la acelaşi nivel — pînă la centrul de curbură). Acest fenomen a fost observat de Kármán la ţevile curbe cu pereţi subţiri [7] şi de H. Bleich la barele curbe cu secţiunea compusă tip T şi I [8].

Talpa unei grinzi curbe cu secţiunea compusă o putem considera ca o secţiune dreptunghiulară de grosime t şi de rază medie de curbură, rază ce se poate determina exact cu formula:

$$r_{ti} = \frac{t_i}{ln \frac{r_{i+1}}{r_i}} \quad \ldots \quad (7)$$

În axa de simetrie yy va rezulta o distribuţie hiperbolică a efortului unitar longitudinal, maxim la fibra de la intrados. Deoarece atît deformaţia specifică longitudinală ε_x, cît şi efortul unitar corespunzător σ_x variază puţin pe grosimea tălpii, admitem să lucrăm cu nişte valori medii, calculate în fibra mijlocie a tălpii respective.

Separăm un element longitudinal de lungime ds din talpa superioară (fig. 7).

Sub acţiunea momentului încovoietor M, o fibră longitudinală situată la distanţa z de planul inimii suferă un dublu efect (neglijăm infiniţii mici de ordinul II):

— se deplasează spre centrul de curbură cu distanţa y, ajungînd la nivelul unui element iniţial mai scurt cu cantitatea $y \cdot d\varphi$;

— se alungeşte cu cantitatea $(\Delta ds - y \cdot d\varphi)$.

Ca urmare, deformaţia sa specifică este:

$$\varepsilon_x = \frac{\Delta ds - y \cdot d\varphi}{ds} = \varepsilon_m - \frac{y}{r_t} \quad \ldots \quad (8)$$

şi

$$\sigma_x = \sigma_m - E \cdot \frac{y}{r_t} \quad \ldots \quad (9)$$

unde am notat cu ε_m şi σ_m — deformaţia specifică şi respectiv efortul unitar corespunzătoare fibrei longitudinale medii a tălpii, măsu-

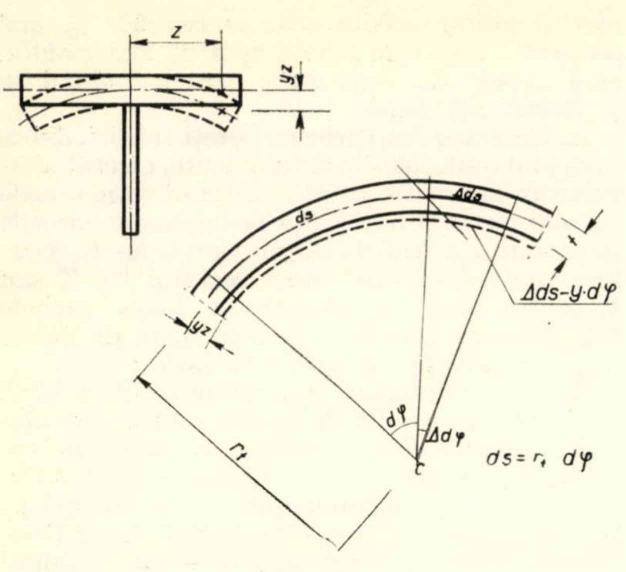


Fig. 7

rate în axa grinzii. S-a presupus o stare de tensiune liniară și s-a aplicat corespunzător legea lui Hooke: $\sigma = E \cdot \varepsilon$, cu toate că în afară de efortul unitar σ_x mai apare și un efort unitar transversal σ_z. Corect, ar fi trebuit:

$$\sigma_x = E \cdot \varepsilon_x + \mu \cdot \sigma_z \ldots \qquad (10)$$

Admițînd aceste simplificări, observăm din formula (9) că efortul unitar longitudinal nu mai este constant pe lățimea tălpii; el scade pe măsură ce ne depărtăm de planul inimii, odată cu strîmbarea secțiunii transversale. Pentru aflarea expresiei lui σ_x trebuie să determinăm funcția $y = f(z)$ a axei medii deformate a tălpii încovoiate transversal.

Considerăm o fibră medie de lungime ds și secțiune $1.t$, prin care se scurge o forță axială: $\overline{S} = \sigma_x \cdot t$.

Conform figurii 8, dintr-o ecuație de echilibru pe direcția radială rezultă forța transversală: $S_1 = \overline{S} \cdot d\varphi$ și sarcina transversală corespunzătoare unității de lungime de talpă: $p_r = \dfrac{\overline{S}}{r_t}$.

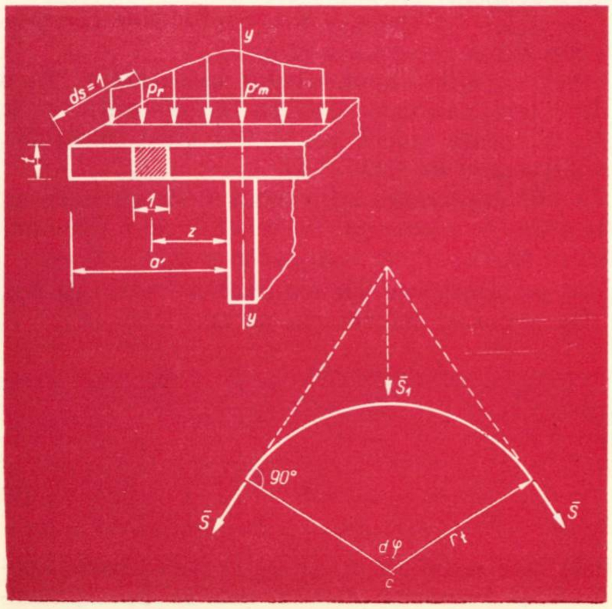


Fig. 8

Pentru o fîșie din talpă de lățime unitate ($ds = 1$), ecuația diferențială a axei medii deformate devine:

$$EI_x \cdot \frac{d^4y}{dz^4} = p'_r \ \ldots \qquad (11)$$

unde,

$$\begin{cases} p'_r = \dfrac{\sigma_x \cdot t}{r_t} = \dfrac{t}{r_t} \cdot \left(\sigma_m - E \cdot \dfrac{y}{r_t}\right) \cdot \\ I_x = \dfrac{t^3}{12} \end{cases} \qquad (12)$$

Aceasta în ideea că neglijăm interacțiunea fîșiilor vecine care formează o placă și a cărei rigiditate cilindrică este sporită; ar fi trebuit să lucrăm cu ecuația diferențială [9]:

$$D_x \cdot \frac{d^4y}{dz^4} = p'_r \ \ldots \qquad (11')$$

unde:

$$D = \frac{EI_x}{1 - \mu^2} \ \ldots \qquad (13)$$

În calculele practice se neglijează μ^2 în raport cu unitatea [10].

Un calcul foarte precis ne va indica eforturi unitare totale maxime mai mici cu cca 5% [8]. Dacă notăm cu:

$$\begin{cases} q = \dfrac{t}{r_t} \cdot \sigma_m \quad \text{și} \\ k = \dfrac{t}{r_t^2} \cdot E, \end{cases} \qquad (14)$$

rezultă că o fîșie transversală din talpa încovoiată se comportă ca o grindă pe mediu elastic, încărcată cu sarcina transversală q și cu reacțiunea continuă a mediului: ky. Astfel,

$$EI_x \cdot \frac{d^4y}{dz^4} + ky = q \ \ldots \qquad (15)$$

Soluția ecuației diferențiale omogene este:

$$y_o = e^{\xi} \cdot (C_1 \cdot \cos\xi + C_2 \cdot \sin\xi) + \\ + e^{-\xi} \cdot (C_3 \cdot \cos\xi + C_4 \cdot \sin\xi) \ \ldots \qquad (16)$$

unde am notat:

$$\begin{cases} \xi = \alpha \cdot Z \\ \alpha = \dfrac{\sqrt[4]{3}}{\sqrt{r_t \cdot t}} \ (\text{cm}^{-1}). \end{cases} \qquad (17)$$

Revenirea la grinda pe mediu elastic aduce avantajul folosirii tabelelor ce cuprind expresiile lui y_0, θ, T și N — funcție de parametrul ξ [11].

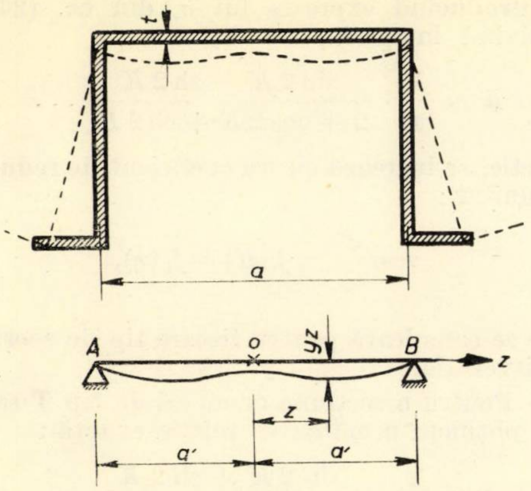


Fig. 9

Soluţia particulară, care verifică ecuaţia diferenţială, este :

$$\overline{y}_p = \frac{r_t}{E} \cdot \sigma_m \ \ldots \tag{18}$$

Cele 4 constante de integrare le determinăm punînd condiţii la limită corespunzător celor două margini ale tălpii considerate, funcţie de tipul secţiunii alese.

Astfel, în cazul unei bare cu pereţi subţiri, cu secţiunea tip π [12], reprezentată în figura 9, la care pereţii verticali se deformează uşor prin răsucire şi practic apar la intersecţia acestora cu talpa momente de încastrare elastică neglijabile, fîşia transversală din talpă se poate considera ca simplu rezemată la extremităţi.

Condiţiile la limită vor fi :

$$\begin{cases} z = 0 - \dfrac{dy}{dz} = 0 \text{ şi } \dfrac{d^3y}{dz^3} = 0 \\ z = a' - y = 0 \text{ şi } \dfrac{d^2y}{dz^2} = 0 \end{cases} \tag{19}$$

S-a presupus astfel talpa ca fiind articulată în inimi, ipoteză ce poate introduce în cazul inimilor groase erori apreciabile. În acest caz este bine să se ţină seamă de gradul de încastrare elastică a tălpii în inimi [13].

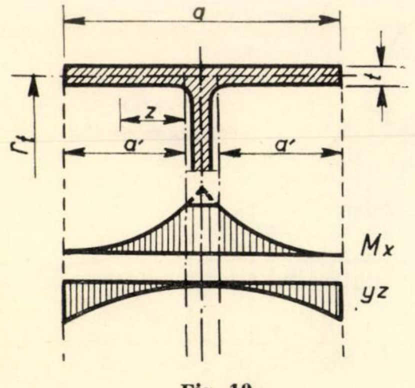


Fig. 10

Pentru o secţiune tip T sau I [8], datorită simetriei, aripa tălpii se poate considera încastrată în planul inimii. Deformata şi diagrama de momente încovoietoare ale acestei fişii de talpă se văd în figura 10.

Condiţiile la limită corespunzătoare sînt :

$$\begin{cases} z = 0 - y = 0 \text{ şi } \dfrac{dy}{dz} = 0 \\ z = a' - \dfrac{d^2y}{dz^2} = 0 \text{ şi } \dfrac{d^3y}{dz^3} = 0 \end{cases} \tag{20}$$

în care a' reprezintă lungimea liberă a consolei tălpii. Pentru secţiuni compuse sudate, ea se poate calcula [5] cu formula :

$$a' = \frac{a}{2} - \left(\frac{a_{in}}{2} + \frac{2}{3} s\right),$$

unde

a_{in} este grosimea inimii,

s este grosimea cordonului de sudură.

Mai simplu, conf. [14],

$$a' = \frac{a}{2} - \frac{a_{in}}{2}.$$

Rezolvînd sistemul obţinut de 4 ecuaţii algebrice cu 4 necunoscute — constantele de integrare—rezultă în final soluţia :

$$y = \frac{r_t}{E} \cdot \sigma_m \cdot [1 - \Phi(z)] \ \ldots \tag{21}$$

Funcţia $\Phi(z)$ depinde de tipul secţiunii alese.

— Pentru secţiunea tip T sau I, $\Phi(z)$ are expresia :

$$\Phi(z) = A \cdot \Phi_1(\varkappa)$$

unde :

$$\begin{cases} A = \dfrac{1}{2 + \cos 2K + ch\, 2K} \\ K = \alpha \cdot a' = 1{,}316 \cdot \sqrt{\eta} \\ \eta = \dfrac{a'^2}{t \cdot r_t} \end{cases} \tag{22}$$

şi,

$$\begin{aligned} \Phi_1(\varkappa) = {} & 2 \cdot \text{ch}\, K \cdot \cos \varkappa K \cdot \text{ch}\, [K(1-\varkappa)] + \\ & + 2 \cdot \cos K \cdot \text{ch}\, \varkappa K \cdot \cos [K(1-\varkappa)] - \\ & - \text{sh}\, \varkappa K \cdot \sin [K \cdot (2-\varkappa)] + \\ & + \sin \varkappa K \cdot \text{sh}\, [K \cdot (2-\varkappa)] \ \ldots \end{aligned} \tag{23}$$

K este un coeficient adimensional (coeficient de flexibilitate) de care depinde deformaţia transversală a tălpii respective.

În figura 11 se reprezintă grafic variaţia acestei funcţii, depinzînd de parametrul $\varkappa = \dfrac{z}{a'} \leqslant 1$, pentru talpa interioară curbă a modelelor nr. 4 şi nr. 5 din figura 19 ($K = 1{,}33$).

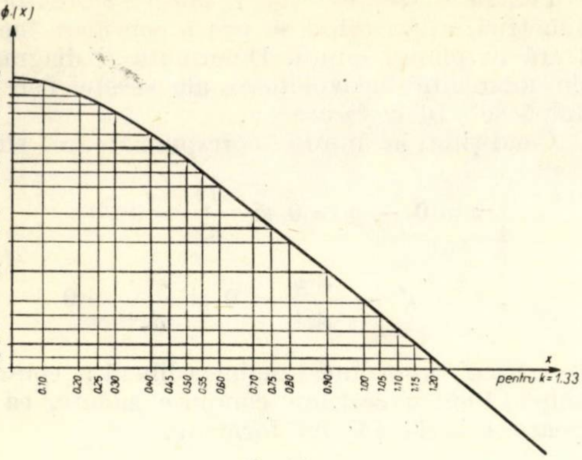


Fig. 11

Rezultă atunci expresia efortului unitar longitudinal:

$$\sigma_x = \sigma_m \cdot \Phi(z) \ldots \quad (24)$$

Efortul unitar normal longitudinal variază pe lăţimea tălpii, fiind maxim în axa grinzii şi scăzînd spre marginile libere ale profilului T sau I, putînd chiar schimba de semn faţă de σ_m la extremităţi (pentru coeficienţi $K > 1{,}85$). Se observă din figura 11 că pentru un coeficient K dat ($K = 1{,}33$), o dată cu creşterea lui $\varkappa$, care se apropie de unitate, funcţia $\Phi_1(\varkappa)$ scade, deci scade şi valoarea lui σ_x, ajungînd la $\frac{1}{8}$ din valoarea efortului unitar normal (σ_m) din axa secţiunii.

Efectul deformaţiei transversale a tălpii este astfel dublu:

a. Repartizarea inegală a efortului unitar σ pe lăţimea tălpii, diminuînd eficacitatea aripilor spre extremităţi (fig. 12 *a*). Se va ţine seamă de acest efect înlocuind lăţimea reală a cu o lăţime redusă $\overline{a}(\overline{a}_i < a_i)$. Această lăţime fictivă se află din condiţia ca să transmitem acelaşi efort axial prin talpă. Prin acesta echilibrul forţelor interioare din talpă nu va fi deranjat. Admitem că pe noua lăţime redusă, efortul unitar longitudinal este constant şi egal cu σ_m (fig. 12 *b*).

$$\overline{a}' \cdot t \cdot \sigma_m = t \cdot \int_0^{a'} \sigma_x \cdot dz.$$

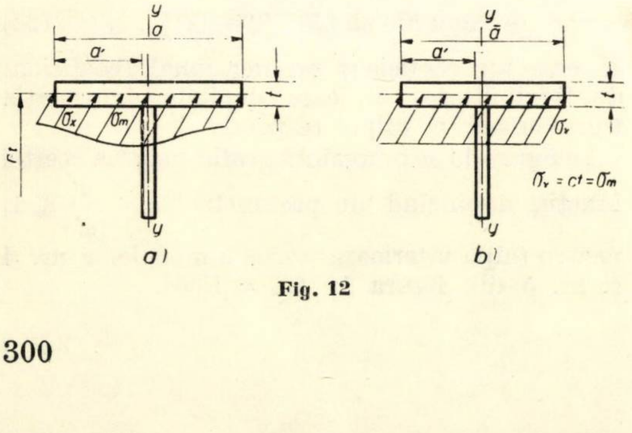


Fig. 12

Introducînd expresia lui σ_x din ec. (24) şi rezolvînd integrala, se obţine:

$$\overline{a}' = \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\sin 2K + \operatorname{sh} 2K}{2 + \cos 2K + \operatorname{ch} 2K} \ldots \quad (25)$$

Practic, se lucrează cu un coeficient de reducere subunitar:

$$\nu = \frac{\overline{a}'}{a'} = f(K) = f_1(\eta),$$

care se calculează pentru fiecare tip de secţiune transversală.

— Pentru o secţiune compusă de tip T sau I [8], obţinem următoarea relaţie exactă:

$$\nu = \frac{1}{K} \cdot \frac{\sin 2K + \operatorname{sh} 2K}{2 + \cos 2K + \operatorname{ch} 2K} \ldots \quad (26)$$

Acest coeficient se poate calcula şi aproximativ, pe cale energetică, cu ajutorul metodei W. Ritz [15], folosind principiul minimului energiei potenţiale de deformaţie. Se obţine atunci, conf. [16], o expresie simplificată:

$$\nu = \frac{1}{K} - \frac{1}{2\pi K^3}, \ldots \quad (27)$$

valabilă pentru: $+0{,}65 < K < +\infty$, pentru că pentru $+0{,}65 > K$ rezultă $\nu = 1{,}00$.

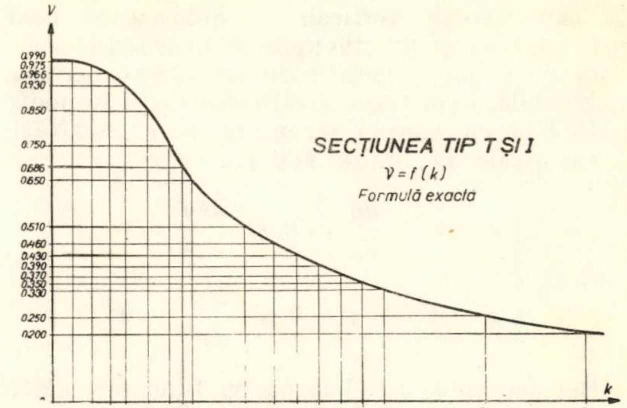


Fig. 13

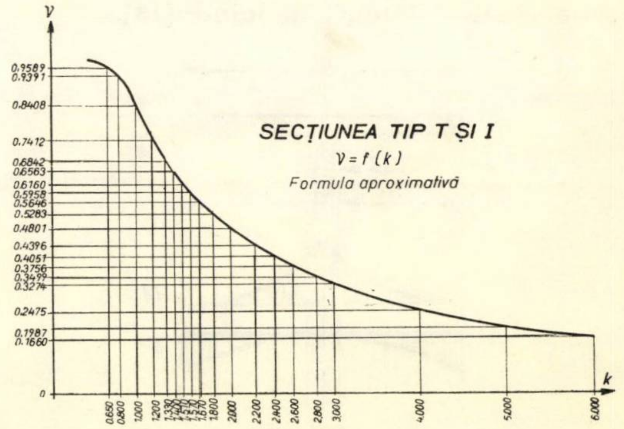


Fig. 13 *a*

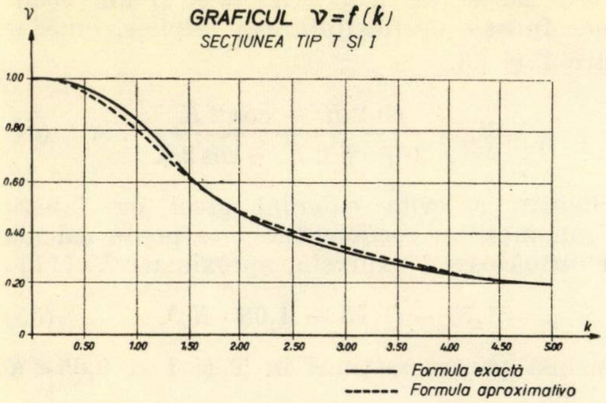


Fig. 13 b

În graficul 13 b se poate vedea reprezentarea comparativă a funcției $\nu = f(K)$, lucrînd cu soluțiile exactă și respectiv aproximativă.

Dacă vom face un calcul foarte exact și în expresia axei medii deformate a tălpii încovoiate transversal vom introduce rigiditatea cilindrică în locul celei liniare [9], vom obține, pentru coeficientul lui Poisson $\mu = 0{,}25$ funcția $\nu = f_1(\eta)$, de forma:

$$\nu = 1{,}0 - \frac{0{,}563 \cdot \eta^2 + 0{,}0083 \cdot \eta^4}{1{,}0 + 0{,}925 \cdot \eta^2 + 0{,}0079 \cdot \eta^4} \quad \ldots (28)$$

— Pentru o secțiune compusă tip Π se obține după integrare [17] relația exactă:

$$\nu = \frac{1}{2K} \cdot \frac{\sin K \cdot \cos K + \operatorname{sh} K \cdot \operatorname{ch} K}{\cos^2 K \cdot \operatorname{ch}^2 K + \sin^2 K \cdot \operatorname{sh}^2 K} \quad \ldots (29)$$

Comparînd această expresie cu cea corespunzătoare unei secțiuni T sau I, constatăm că secțiunea tip Π se va comporta mai dezavantajos pentru aceeași valoare a parametrului K.

Dezvoltînd în serie expresia deformatei și folosind metoda W. Ritz, se obține expresia aproximativă [17]:

$$\nu = 1 - \frac{0{,}81 \cdot K^4}{K^4 + 1{,}52} - \frac{0{,}09 \cdot K^4}{K^4 + 123}, \quad \ldots (30)$$

unde ultimul termen se poate neglija.

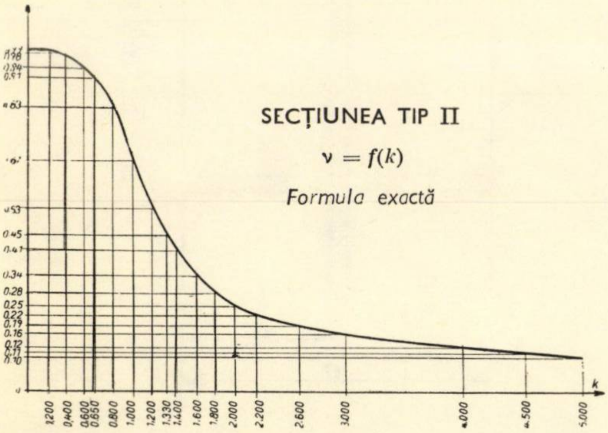


Fig. 14

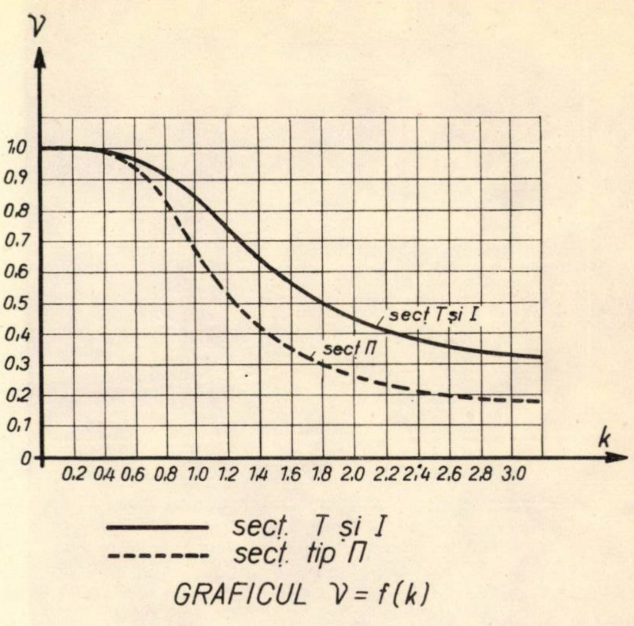


Fig. 14 a

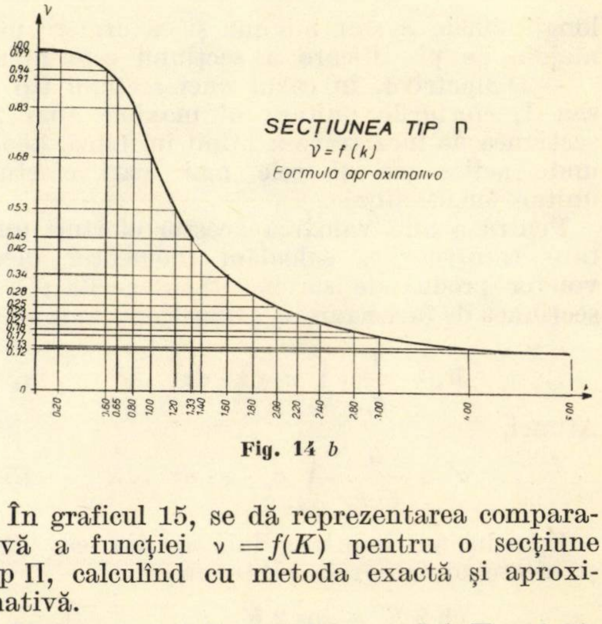


Fig. 14 b

În graficul 15, se dă reprezentarea comparativă a funcției $\nu = f(K)$ pentru o secțiune tip Π, calculînd cu metoda exactă și aproximativă.

Remarcăm că la o valoare a lui $K = 1{,}60$, care permite folosirea tălpii în proporție de numai 33 % ($\nu \cong 0{,}33$), cele două valori diferă cu numai 2 %.

Deci, întreg calculul se face pe secțiunea redusă, cu tălpi de lățime:

$$\bar{a}_t = 2 \cdot a_t' \cdot \nu + a_{in}$$

(de exemplu, pentru cazul unei secțiuni compuse tip T sau I).

b. Deformația transversală a tălpii mai provoacă și eforturi unitare transversale $\sigma' \equiv \sigma_z$, care se vor combina cu cele longitudinale tip σ_x.

— În cazul unei grinzi curbe tip Π, eforturile unitare σ' maxime se vor produce la mijlocul tălpii (fig. 16), acolo unde eforturile unitare

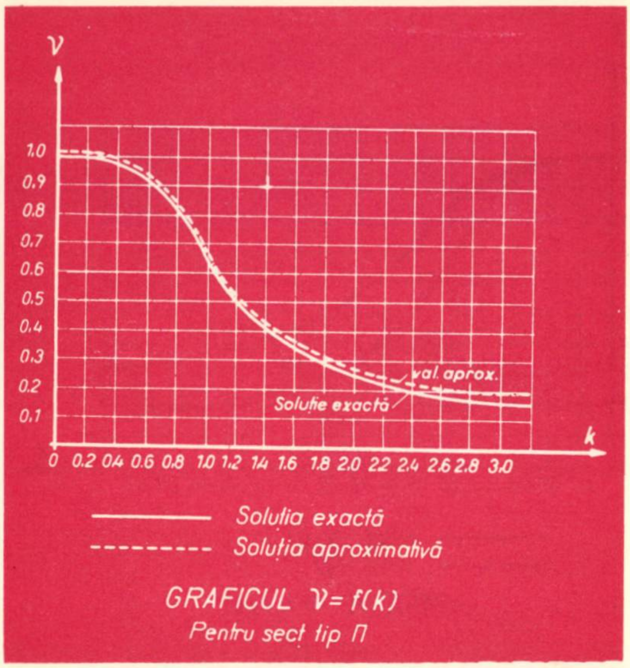


Fig. 15

longitudinale σ sînt minime și ca urmare primejdia de plastificare a secțiunii este mică. — Dimpotrivă, în cazul unei secțiuni tip T sau I, eforturile unitare σ' maxime apar în secțiunea de încastrare a tălpii în inimă, acolo unde acționează și cele mai mari eforturi unitare longitudinale.

Pentru a afla valoarea acestor eforturi unitare transversale, calculăm momentul încovoietor produs de sarcina transversală p'_r în secțiunea de încastrare a aripii tălpii în inimă:

$$M_x = \frac{t}{r_t} \cdot \int_o^{a'} \sigma_x \cdot z \cdot dz \; \ldots \qquad (31)$$

Atunci,

$$\sigma' = \frac{6}{t \cdot r_t} \cdot \int_o^{a'} \sigma_x \cdot z \cdot dz \; \ldots \qquad (32)$$

Introducînd expresia lui σ_x din ec. (24) și efectuînd integrala, obținem:

$$\sigma' = \sqrt{3} \cdot \frac{\mathrm{ch}\,2K - \cos 2K}{2 + \mathrm{ch}\,2K + \cos 2K} \cdot \sigma_m = \mu \cdot \sigma_m \ldots \qquad (33)$$

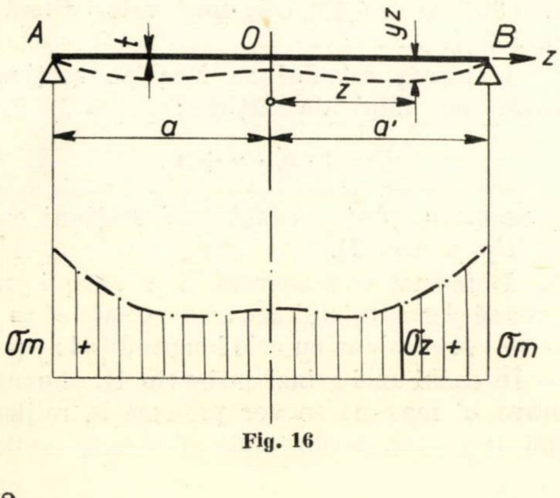


Fig. 16

S-a notat cu $\mu = \psi(K) = \psi_1(\eta)$ un coeficient funcție de flexibilitatea tălpilor, cuprins între 1 și $\sqrt{3}$.

$$\mu = \sqrt{3} \cdot \frac{\mathrm{ch}\,2K - \cos 2K}{2 + \mathrm{ch}\,2K + \cos 2K} \; \ldots \qquad (34)$$

Pentru a evita calculul greoi cu funcții trigonometrice, coeficientul μ se poate calcula cu următoarea expresie aproximativă [17]:

$$\mu = 1{,}73 - (1{,}73 - 1{,}08 \cdot K)^3, \; \ldots \qquad (35)$$

valabilă pentru secțiuni în T și I și $0{,}65 < K < 1{,}60$.

Această relație dă erori sub 4% față de expresia (34), pentru un colț de cadru cu tălpi curbe concentrice.

În tabela 1 sînt date valorile coeficienților „ν" și „μ", funcție de „η", conf. [8], pentru secțiuni compuse T și I.

Calculul aproximativ al efortului unitar transversal σ' îl putem face și direct pe secțiunea redusă, presupunînd sarcina transversală $p'_r = \frac{t}{r_t} \cdot \sigma_m$ uniform distribuită pe lățimea redusă a tălpii [18]. Atunci,

$$M_x = \frac{t}{r_t} \cdot \sigma_m \cdot \frac{\overline{a}^{12}}{2} \; \ldots \qquad (35)$$

$$\sigma' = \frac{3 \cdot \overline{a}^{12}}{t \cdot r_t} \sigma_m = \gamma \cdot \sigma_m \; \ldots \qquad (36)$$

unde:

$$\gamma = 3 \cdot \frac{\overline{a}^{12}}{t \cdot r_t} \geqslant 1 \; \ldots \qquad (37)$$

este un coeficient analog lui μ.

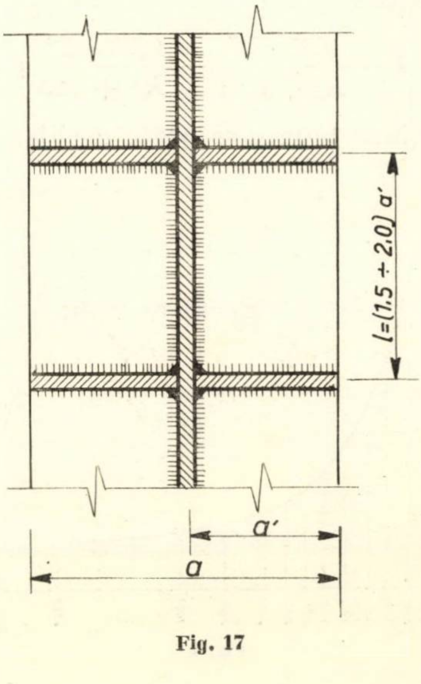


Fig. 17

Tabela 1

Tabela lățimii reduse $\overline{a}'$ și a efortului unitar transversal σ_z funcție de raportul $\frac{a'^2}{r.t}$

$\eta = \frac{a'^2}{r.t}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$\nu = \frac{\overline{a}'}{a'}$	1,000	0,994	0,977	0,950	0,917	0,878	0,838	0,800	0,762	0,726
$\mu = \frac{\sigma_z}{\sigma_m}$	0	0,297	0,580	0,836	1,056	1,238	1,382	1,495	1,577	1,636
$\eta = \frac{a'^2}{r \cdot t}$	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2	3	4	5
$\nu = \frac{\overline{a}'}{a'}$	0,693	0,663	0,636	0,611	0,589	0,569	0,495	0,414	0,367	0,334
$\mu = \frac{\sigma_z}{\sigma_m}$	1,677	1,703	1,721	1,728	1,732	1,732	1,707	1,671	1,680	1,700

Pentru colțurile de cadre utilizate curent la noi, coeficientul μ are valori cuprinse între 1,25 și 1,60 [19].

În cazul existenței unor nervuri de rigidizare radiale la talpa comprimată, se admite că porțiunea de talpă cuprinsă între inimă și două nervuri de rigidizare poate fi asimilată cu o placă încastrată pe cele trei laturi și calculată ca atare la acțiunea lui p.

Dar reducerea efectului de încovoiere transversală este neînsemnată deoarece raportul dintre distanța care se prevede constructiv între două nervuri și lățimea liberă a plăcii este de 1,5÷2.0.

În această situație, dimensionarea plăcii este determinată în primul rînd de încovoierea transversală, care dă eforturi unitare de cca 1,5 ori mai mari decît cele provenind din încovoierea generală.

Pentru a proba experimental starea de tensiune dedusă teoretic, vom cita rezultatele măsurătorilor tensiometrice efectuate pe colțuri de cadre cu racordare curbă în laboratoarele Școlii tehnice superioare din Darmstadt [5] și la Centrul de cercetări pentru construcții de un colectiv al catedrelor de rezistența materialelor și construcții metalice al Institutului de construcții București [21].

Cu toată atenția dată experimentului, în ambele cazuri s-a putut observa apariția unui moment încovoietor perpendicular pe planul cadrului, al cărui efect s-a resimțit în special în zona inimii și care s-a pus clar în evidență

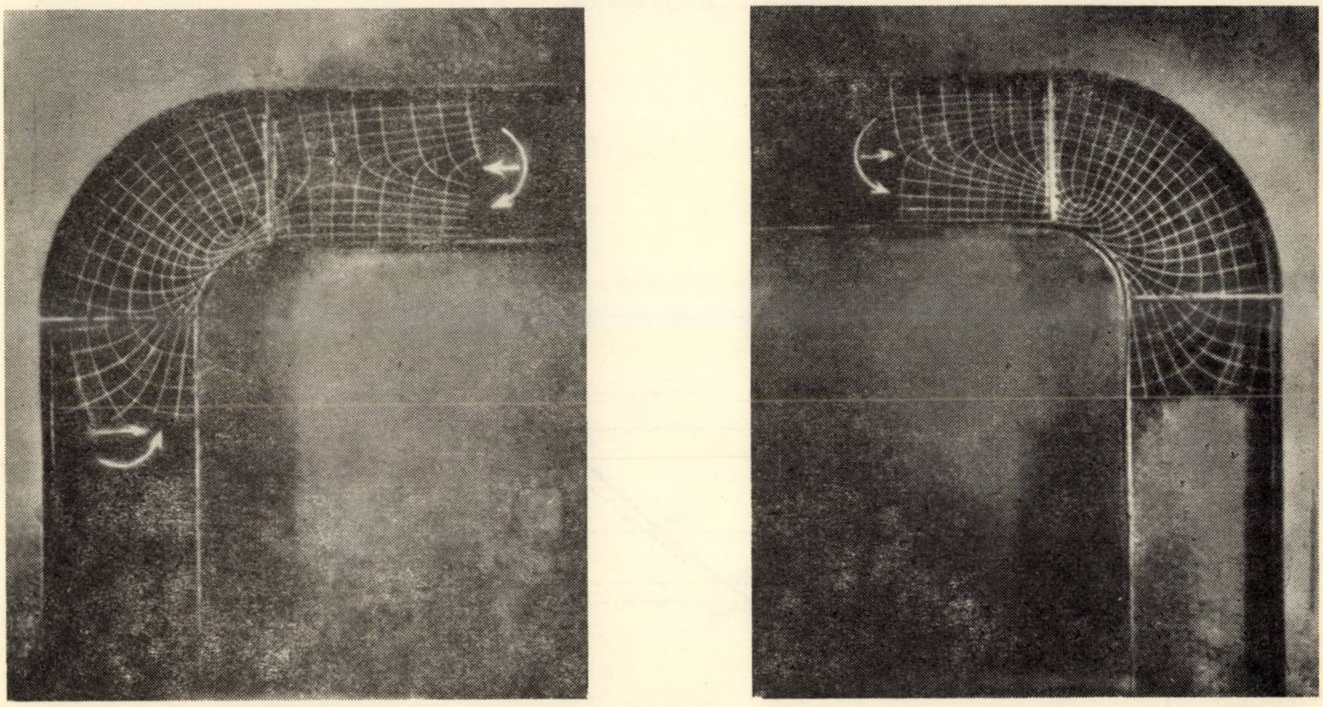


Fig. 18

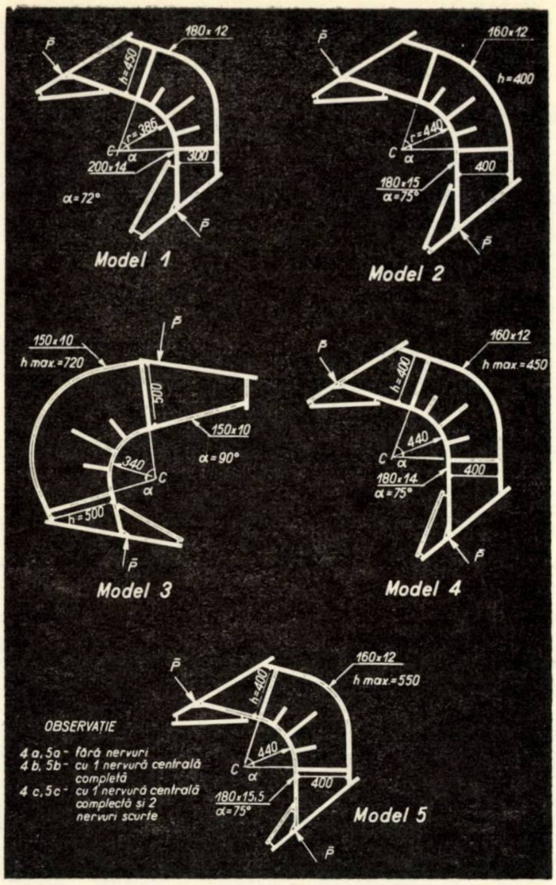

180×12
h=450
r=386
C
α
200×14
300
α=72°
P̄
Model 1
160×12
h=400
r=440
C
α
400
180×15
α=75°
P̄
Model 2
150×10
h max.=720
500
150×10
α=90°
340
C
α
h=500
P̄
Model 3
160×12
h max.=450
h=400
440
C
α
400
180×14
α=75°
P̄
Model 4
160×12
h max.=550
h=400
440
C
α
400
180×15,5
α=75°
P̄
Model 5
OBSERVAȚIE
4 a, 5a - fără nervuri
4 b, 5b - cu 1 nervură centrală completă
4 c, 5c - cu 1 nervură centrală complectă și 2 nervuri scurte

Fig. 19

prin fotografierea liniilor de rupere de pe cele două fețe ale inimii, tratate cu lac casant (fig. 18).

Pentru modelele la care înălțimea secțiunii este aproximativ constantă (de exemplu modelele nr. 2 și nr. 4 din fig. 19), alura diagramei efortului unitar σ_x se apropie destul de mult de diagrama teoretică; eforturile unitare sînt ceva mai mari în zona întinsă și mai mici în zona comprimată — față de cele teoretice (fig. 20).

Abateri mai importante apar la colțuri cu înălțimea variabilă, dar ele nu sînt în defavoarea rezistenței, deoarece la talpa comprimată apar eforturi unitare inferioare celor calculate.

Astfel, prin forma și modul în care este solicitat, modelul nr. 5 din figurile 19 și 21 este practic un element de egală rezistență. El este integral solicitat și acolo unde secțiunea are înălțimea maximă.

Efortul unitar longitudinal de la talpa interioară este sensibil inferior față de cel teoretic, în timp ce efortul unitar de la talpa exterioară întinsă este mai mare decît cel teoretic. Aceste valori experimentale se apropie de cele obținute la verificarea barei drepte supusă la încovoiere cu forță axială.

Rezultatele experiențelor nu au confirmat părerile unor specialiști [3] după care contribuția părții exterioare a colțurilor de cadre cu secțiunea pronunțat variabilă ar fi neglijabilă la preluarea eforturilor.

Aceste colțuri, frecvent utilizate în practica de proiectare, trebuie să fie calculate ținînd seamă de întreaga secțiune, pe toată lungimea lor. Diminuarea valorilor maxime ale eforturilor

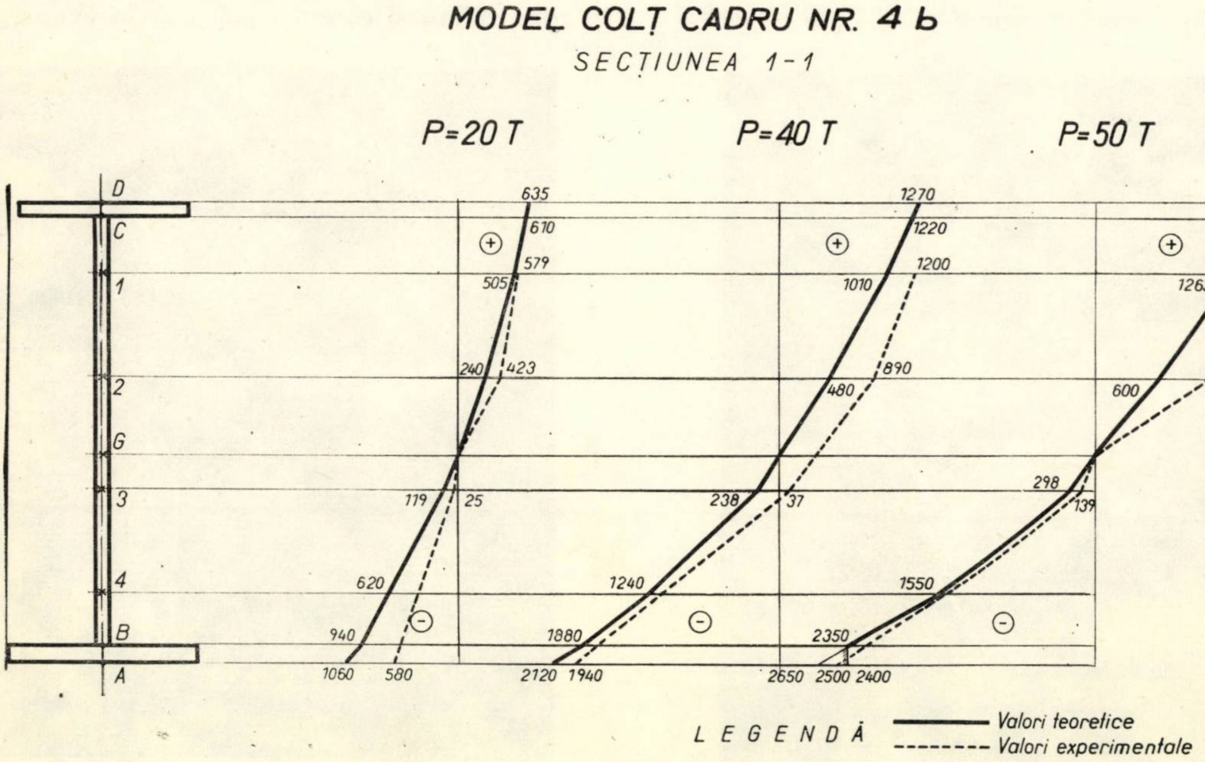


Fig. 20

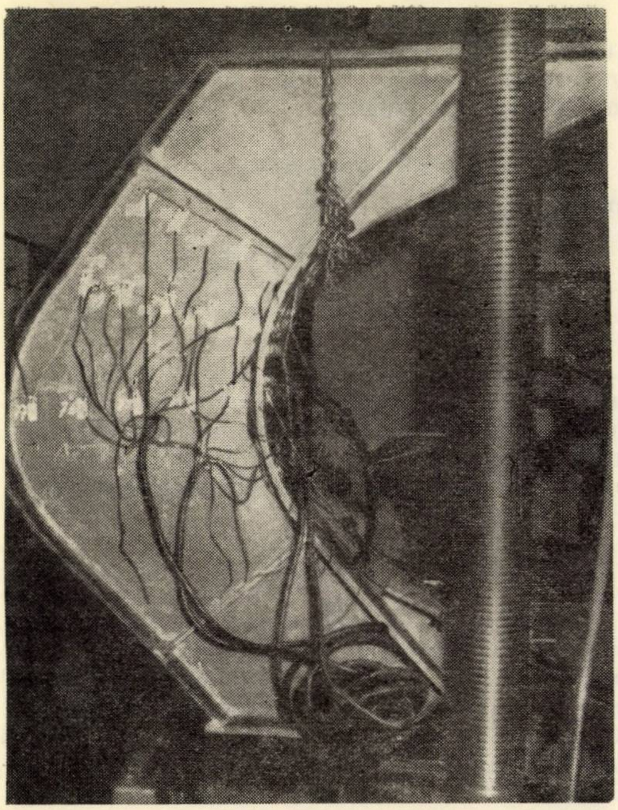


Fig. 21

unitare longitudinale la marginea interioară, a acestor noduri, în comparaţie cu colţurile cu margini curbe concentrice, pentru acelaşi raport de rotunjire poate atinge cca 25% [5].

Schimbarea direcţiei forţei normale din tălpile grinzii curbe dă naştere în inimă la un efort unitar dirijat radial [14], care se poate calcula, în medie, cu formula :

$$\tau = \frac{\overline{S}}{r_t \cdot t_{in}} \quad \ldots \qquad (38)$$

unde r_t este raza tălpii respective

t_{in} — grosimea inimii.

În general, eforturile unitare tangenţiale sînt mici în inimă, ele luînd valori mai mari pentru cadre cu stîlpi scurţi.

Deoarece în multe cazuri avem de-a face cu grinzi curbe sudate sau nituite, cu talpa alcătuită din mai multe platbande, este necesar să dimensionăm sudura sau nituirea astfel încît să putem prelua forţa de lunecare care apare la contactul dintre cele două table. Astfel, conf. figurii 24, forţa de lunecare care apare între secţiunile $z = 0$ şi $z = a'$, la distanţa y de axa neutră, pentru o fîşie din talpă de lăţime unitară, este :

$$L_z = \frac{S_x}{I_x} \int_0^{a'} \frac{dM_x}{dz}\, dz = \frac{S_x}{I_x} \cdot M_x \quad \ldots \qquad (39)$$

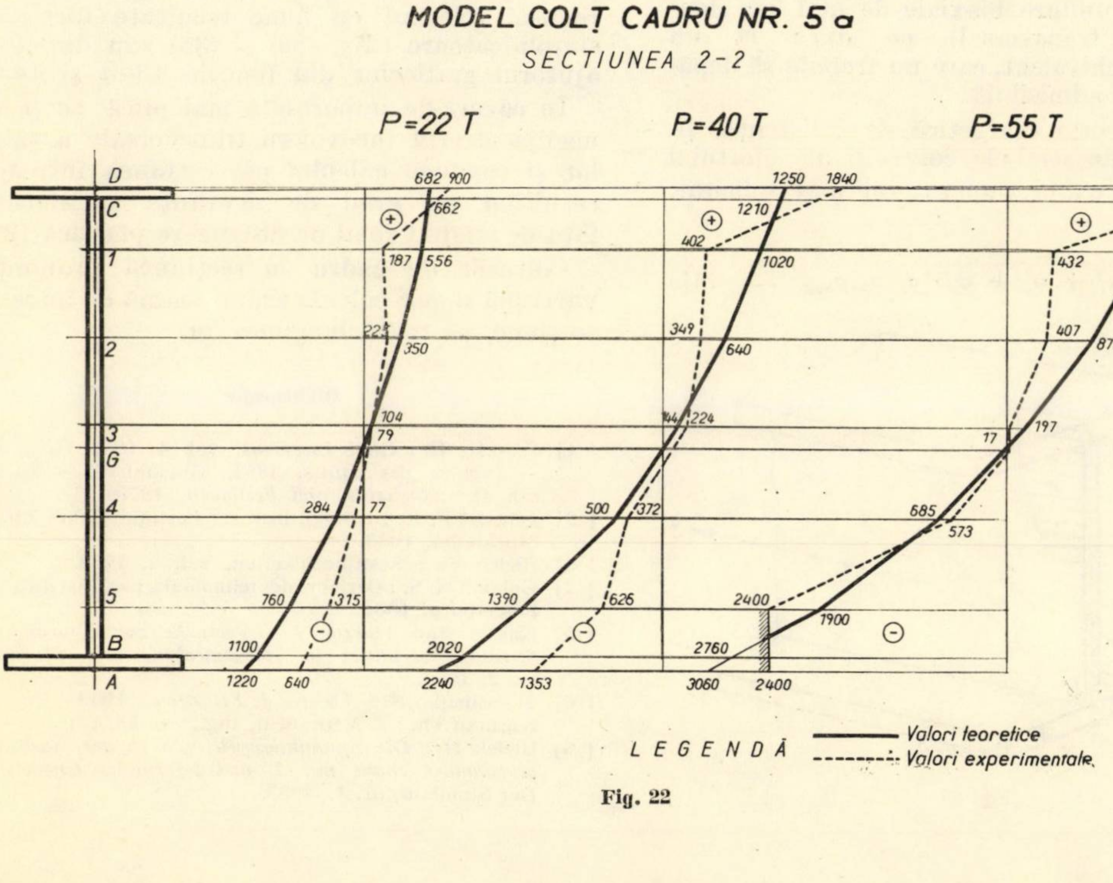


Fig. 22

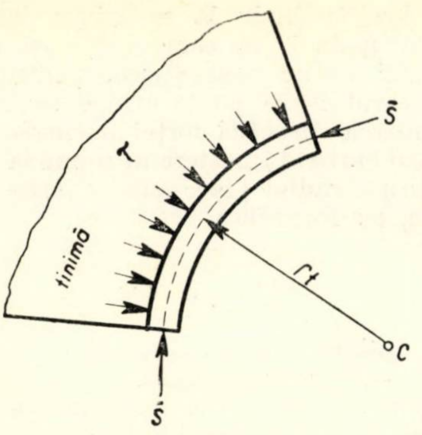


Fig. 23

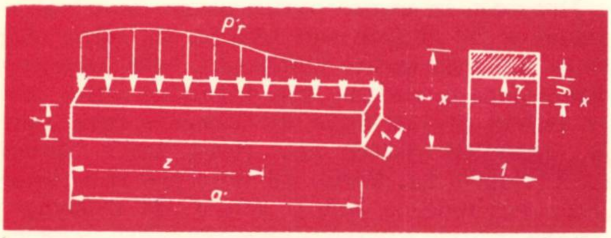


Fig. 24

unde S_x este momentul static al suprafeței hașurate.

$$M_x = \frac{t \cdot a'^2 \cdot \sigma_m}{2 \cdot r_t \cdot K^2} \cdot \frac{\mathrm{ch}\, 2K - \cos 2K}{2 + \cos 2K + \mathrm{ch}\, 2K} \; \ldots \; (40)$$

care rezultă din efectuarea integralei (31).

Acțiunea concomitentă în talpa comprimată a eforturilor unitare biaxiale de mai sus (longitudinal și transversal) ne duce la un efort unitar echivalent, care nu trebuie să depășească limita admisibilă.

Folosind teoria energetică de rezistență, ținînd seamă de semnele contrarii ale efortului unitar σ_x și σ_z, în punctul cel mai solicitat, obținem :

$$\sigma_{ech.} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_z^2 + \sigma_x \cdot \sigma_z} \leqslant \sigma_{adm.} \; \ldots \; (41)$$

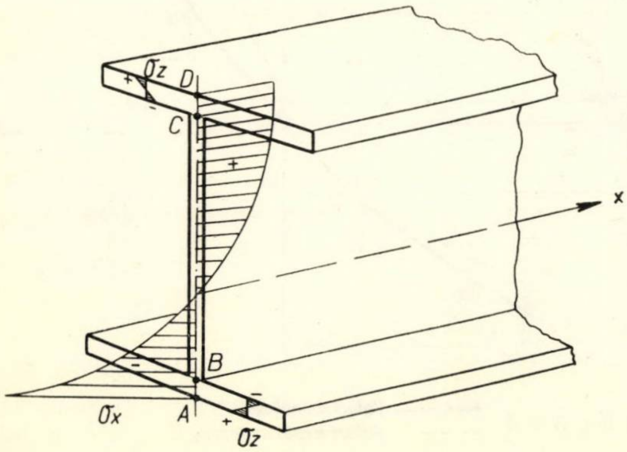


Fig. 25

Potrivit normelor franceze, care dau efortul unitar maxim de comparație calculat conform criteriului Tresca-Guest [12], se obține în punctul A, cel mai solicitat :

$$\sigma_{ech.} = \bar{\sigma}_m + \sigma_z \leqslant \sigma_{adm} \; \ldots \quad (42)$$

unde :

$$\bar{\sigma}_m = \sigma_m + \mu \cdot \sigma_z$$

μ fiind coeficientul de contracție transversală al lui Poisson.

Dar ambele condiții (41) și (42) sînt foarte restrictive [21], pentru că atingerea locală a curgerii de fibră (pentru valori ale efortului unitar longitudinal în jur de 1500 kgf/cm²) nu poate antrena și distrugerea plastică a tălpii.

CONCLUZII

Valorile măsurate ale efortului unitar longitudinal în domeniul elastic sînt apropiate de cele calculate; abateri mai importante apar la colțuri cu înălțime variabilă, dar ele nu sînt în defavoarea rezistenței, la talpa interioară apărînd eforturi unitare inferioare celor calculate.

În tălpile colțurilor de cadru apar concentrări de eforturi provenite dintr-o stare de solicitare biaxială. Distrugerea plastică a tălpii se va produce numai după ce plastifierea a pătruns pe toată grosimea tălpii comprimate.

Pentru calculul practic al eforturilor unitare σ_x și σ_z — la un colț de cadru cu secțiunea compusă tip T sau П — se poate lucra pe o secțiune redusă, folosind cu bune rezultate formulele simplificatoare (27), (30) și (35) sau direct cu ajutorul graficelor din figurile 13 *a* și 14 *b*.

În cazuri de importanță mai mică se poate neglija efectul încovoierii transversale a tălpilor și conduce calculul pe secțiunea întreagă, rezultînd un grad de siguranță satisfăcător față de stadiul final de distrugere plastică [21].

Colțurile de cadru cu secțiunea pronunțat variabilă se pot calcula ținînd seamă de întreaga secțiune, pe toată lungimea lor.

Bibliografie

[1] Winkler E. : *Civil Ingenieur*, vol. 4, 1858, Résal H. : — *Annales des mines*, 1862, Grashof F. — *Theorie von den Elastizität und Festigkeit*, 1878.
[2] Qdgvist F. K. : Königl, Inst. für Festigkeitlehre Th. H. Stockholm, 1953.
[3] Bleich Fr. : Stahlhochbauten, vol. 2, 1933.
[4] Golovin H. S. : Berichte des tehnologischen Institutes St. Petersburg, 1881
[5] Kayser und Herzog A. : *Versuche zur Klärung des Spannungsverlaufes in Rahmenecken*, Der Stahlbau, nr. 2, 1939.
[6] Timoshenko S. : *Théorie de l'élasticité*, 1948.
[7] Kármán Th. : Z. Verd. deut. Ing., vol. 55, 1911.
[8] Bleich H. : *Die Spannungsverteilung in den Gurtungen gekrümmter Stäbe mit T und I-förmigen Querschnitt.* Der Stahlbau, nr. 1, 1933.

[9] Stüssi F. : *Statique appliquée et résistance des matériaux*, 1964.
[10] Steinhardt O. : *Beitrag zur Berechnung gekrümmter Stäbe mit gegliedertem Querschnitt.* Dizertaţie Th. H. Darmstadt, 1938.
[11] Beleş A. şi Voinea R. : *Rezistenţa materialelor*, vol. II, Bucureşti, Ed. tehnică, 1958.
[12] Massonnet Ch. : *Résistance des matériaux*, vol. II, Liége.
[13] Cornélis A. et Cartilier G. : Bul. Ceres, vol. 11, 1960.
[14] Oscar de Buen : *Conexiones para marcos rigidos de acero*, Ingenieria (Mexic), nr. 7, 1966.
[15] Ritz W. : Crelles Journal, nr. 1, 1909.
[16] Timoshenko S. : *Résistance des matériaux*, vol. I, ed. III—1963.
[17] Steinhardt O.: *Die Berechnung zweistäbiger Rahmenecken mit zusammengesetztem Querschnitt.* Der Stahlbau, nr. 3/4, 1940.
[18] Popescu V. : *Construcţii metalice.* Ed. tehnică, Bucureşti, 1963.
[19] Ieremia M. : *Studiul comportării colţurilor curbe încovoiate şi comprimate ale cadrelor metalice de hale industriale.* Confer. de mecanică tehn., Buc. 1967.
[20] Daussy R. : *Guide pratique de charpante métallique.*
[21] Dalban C. şi Ieremia M. : *Cercetări experimentale privind comportarea în domeniul elasto-plastic a unor colţuri de cadre metalice sudate.* Bul. ştiinţ. al Inst. de construcţii, nr. 4 — 1969, comunicare la Ses. ştiinţ. a Inst. de construcţii, 1969.

Realizări recente în domeniul construcţiilor de locuinţe din elemente spaţiale în U.R.S.S.

La finele lunii noiembrie 1969 a avut loc la Krasnodar un seminar la care s-au examinat stadiul actual şi perspectivele de dezvoltare a construcţiilor de locuinţe din elemente spaţiale în U.R.S.S.

Pînă în anul 1969 s-au realizat în U.R.S.S. peste 100 de clădiri din elemente spaţiale cu o suprafaţă locuibilă de peste 100 mii m² şi au fost elaborate şi aprobate serii complexe de clădiri din elemente spaţiale pentru construcţiile de perspectivă.

Se prevede ca în perioada 1969—1973 să se construiască 25 de fabrici de elemente spaţiale cu o capacitate de producţie de 1 720 000 m² suprafaţă locuibilă. La baza proiectelor noilor fabrici stă principiul realizării unei mari diversităţi de tipuri de clădiri de locuit (şi în viitor şi social-culturale) cu un sortiment redus de elemente. Experienţa proiectării primelor serii a arătat că numărul de tipodimensiuni pentru fiecare serie este de 4—7.

Seriile de proiecte elaborate prevăd în general clădiri cu 5 şi 9 niveluri asamblate integral din elemente spaţiale însă s-a elaborat şi o serie mixtă în care elementele spaţiale se utilizează la camerele de dimensiuni mici şi care consumă un volum mare de manoperă (bucătăria, grupul sanitar, scara, dormitoarele), iar la camerele de dimensiuni mari se utilizează panouri mari plane.

Seria mixtă, care se va utiliza la fabricile de prefabricate din Kursk, Pavlodar şi Habarovsk, permite un aşa-numit ,,partiu flexibil'' întrucît cea mai mare parte a camerelor sînt amplasate în intervalele dintre elementele spaţiale, avînd travee de 4,5 m. Camerele se pot împărţi prin dulapuri mobile sau prin pereţi despărţitori staţionari.

Elementele spaţiale utilizate sînt în general de tip ,,clopot'' cu placa de planşeu turnată separat şi asamblată din fabrică. În unele cazuri se utilizează şi elemente de tip ,,clopot culcat'' în care ,,clopotul'' cuprinde şi placa planşeului, însă mai are un perete exterior frontal, care se poate completa cu panouri uşoare termoizolante sau suprafeţe vitrate.

Greutatea elementelor spaţiale asamblate ajunge pînă la 16—18 t cu excepţia celor destinate construcţiilor din mediul rural, unde nu se trece de 6,5 tone. Elemente spaţiale de acest tip executate din beton de keramzit (granulit) pot fi transportate şi pe drumuri de ţară cu mijloace obişnuite de transport.

Comparaţiile economice între clădirile din elemente spaţiale şi cele din panouri mari efectuate de Institutul TNIIEP Jilişcea au arătat că investiţiile specifice în fabricile de elemente spaţiale sînt cu cca 10% mai mari decît în fabricile de panouri mari, ceea ce se explică prin gradul mai ridicat de finisaj din fabrică. În schimb investiţiile specifice în mijloace de montaj se reduc cu 35% în cazul utilizării elementelor spaţiale ca urmare a reducerii duratei de execuţie.

Consumul de oţel la clădirile cu cinci niveluri din elemente spaţiale este cu circa 25—60% mai ridicat decît la clădirile din panouri mari tip 1—464 luate ca etalon şi reprezintă 25,2—32,7, respectiv 20,4 kg pe 1 m² arie utilă.

Se consideră însă că, în viitor, prin luarea în considerare a caracterului spaţial al elementelor, consumul de oţel va putea fi redus.

Costul transportului elementelor spaţiale revine în medie cu 20% mai ieftin decît al panourilor mari.

Consumul total de manoperă în fabrică şi pe şantier este cu circa 15% mai redus în cazul clădirilor din elemente spaţiale. Manopera consumată în fabrică reprezintă 72% din manopera totală (fabrică + şantier) la clădirile din elemente spaţiale faţă de 36% la panouri mari.

Pentru montajul clădirilor din elemente spaţiale s-au elaborat proiecte şi s-au executat prototipuri de macarale turn speciale cu capacitate mare de ridicare (15—18 t). Se consideră totuşi că macaralele capră sînt mai adecvate montajului elementelor spaţiale. Astfel, s-au elaborat proiecte de macarale capră cu capacitatea de 30 t (KMMK-30) şi de 15 t (KMK-15). Din acest din urmă tip s-a realizat şi un prototip. Macaraua KMK-15 se montează rapid (10 ore), iar aşezarea în poziţie a unui element spaţial cu ajutorul acestei macarale se realizează de către doi muncitori în 14 minute. S-a elaborat şi un studiu pentru o macara capră destinată clădirilor cu nouă niveluri din elemente spaţiale.

După *Na Stroikah Rossii* nr. 2/1970

PROBLEME ALE CALCULULUI LA FISURARE AL ELEMENTELOR DIN BETON PRECOMPRIMAT

Ing. **A. Popăescu**, ing. **L. Löbel**, dr. ing. **M. Tannenbaum**
INCERC – București

I. INTRODUCERE

Elaborarea prescripţiilor de calcul al elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat la stări limită şi materializarea lor în standardul 8 000–67 a făcut posibilă trecerea la adoptarea acestei metode în calculele de proiectare.

În cadrul INCERC s-a considerat necesar ca aplicarea în proiectare a noilor prescripţii de calcul să fie însoţită de elaborarea de studii privind analiza comparativă a rezultatelor ce se obţin prin proiectare pe baza acestor prescripţii şi a diferitelor norme de calcul utilizate în alte ţări, pentru a se pune în evidenţă eventualele neconcordanţe, în scopul perfecţionării actualelor prescripţii.

Pentru starea limită de fisurare a betonului precomprimat, studiile efectuate în 1968–69 [9] [10] au cuprins o analiză comparativă a calculului efectuat după prescripţiile româneşti în vigoare (STAS 8000–67) şi următoarele norme străine :

,, Norme de proiectare pentru elementele de construcţii din beton şi beton armat'' – recomandare pentru standardizare CAER 119–64 şi

,,Recomandări practice pentru calculul şi execuţia lucrărilor în beton precomprimat'' – redactare provizorie, Comitetul Mixt FIP–CEB, Paris, iunie 1966, iunie 1969 şi decembrie 1969.

În text au fost denumite pe scurt ,,Recomandări CAER'' şi ,,Recomandări FIP–CEB''.

Alegerea acestor norme s-a făcut datorită caracterului lor internaţional şi faptului că se bazează în mod explicit pe principiile calculului la stări limită. Pentru unele prevederi neprecizate în aceste norme s-a recurs la o serie de completări conform normelor sovietice SNIP II B1 – 62 şi lucrării profesorului Yves Guyon ,,Construcţii în beton precomprimat'', vol. I, Paris, 1966.

Pentru a se pune în evidenţă importanţa relativă a stării limită de fisurare în dimensionarea elementelor de beton precomprimat, analiza s-a referit, pe de o parte, la prevederile privind calculul atît la starea limită de fisurare, cît şi la starea limită de rezistenţă şi, pe de altă parte, la unele tipuri de elemente exemplificative din beton precomprimat ale căror secţiuni schematizate au încadrat principalele tipuri de elemente prefabricate din proiectele tip în vigoare.

În cele ce urmează se prezintă comparativ numai principalele prevederi ale normelor analizate.

II. CLASIFICAREA ELEMENTELOR DE CONSTRUCŢIE DIN PUNCTUL DE VEDERE AL STĂRII LIMITĂ DE FISURARE

Din punctul de vedere al condiţiilor de calcul la starea limită de fisurare, elementele de construcţie din beton precomprimat cu armătura

Tabela 1

Clasa	STAS 8000–67	FIB–CEB	CAER
I	Elemente situate în medii corosive sau construcţii la care se impun condiţii de impermeabilitate. De asemenea, prin condiţiile speciale de verificare, în această clasă intră şi elementele la care condiţiile de solicitare pot produce apariţia fenomenului de oboseală.	Construcţii necesitînd o etanşeitate absolută, situate în atmosferă corosivă sau supuse la suprasarcini dinamice importante sau la sarcini alternante.	Elemente situate în medii puternic agresive sau umede sau care vin în contact direct cu apa.
II	Celelalte elemente	Poduri sau alte construcţii sub solicitări sau combinaţii de solicitări avînd o slabă probabilitate de a se produce.	Celelalte elemente, inclusiv elemente supuse la fenomene de oboseală.

pretensionată de înaltă rezistenţă, trefilată la rece (sîrme netede şi amprentate, împletituri, toroane), sînt încadrate, în normele analizate, în două clase (I şi a II-a), după cum rezultă din tabela 1.

III. CONDIŢIILE DE CALCUL PENTRU CELE DOUĂ CLASE DE ELEMENTE SAU CONSTRUCŢII

În STAS 8 000—67 calculul pentru ambele clase se face la refisurare, cu alte cuvinte nu se admit eforturi unitare de întindere la limita inferioară a secţiunii de beton, sub următoarele încărcări :

— clasa I sub toate încărcările normate, forţa de precomprimare fiind multiplicată cu 0,9 sau 1,1 după cum este mai defavorabil ;

— clasa a II-a sub încărcările normate permanente temporare de lungă durată cu acţiune continuă, la care se adaugă şi valorile cu frecvenţă relativă mare a încărcărilor temporare de lungă durată cu acţiunea intermitentă şi temporară de scurtă durată.

În calcul, această prevedere se exprimă prin coeficienţi subunitari aplicaţi încărcărilor temporare. Forţa de precomprimare se multiplică cu valoarea 1.

În recomandările FIP — CEB, calculul pentru elementele din clasa I se face în stadiul de decompresiune, stadiu în care nu se admit eforturi unitare de întindere în beton la limita inferioară a secţiunii sub acţiunea încărcărilor caracteristice, prin care se înţeleg încărcări analoge încărcărilor normate (coeficientul de supraîncărcare fiind 1). Studiul de decompresiune corespunde refisurării din STAS 8000—67.

Pentru clasa a II-a este necesară verificarea, sub încărcările caracteristice, a stadiului de apariţie a fisurilor ; efortul de întindere în beton se limitează la 30 kg/cm², iar creşterea de efort în armătura pretensionată la 400 kg/cm².

Pentru ambele clase se consideră forţa de precomprimare multiplicată cu valoarea 0,95—1,05, după cum este mai defavorabil.

În recomandările CAER, ambele clase se verifică la starea limită de apariţie a fisurilor forţa de precomprimare fiind multiplicată cu un coeficient de imprecizie de 0,9—1,1, după cum este mai defavorabil, sub următoarele încărcări :

— clasa I, încărcări de calcul,

— clasa a II-a, încărcări normate.

Ca limită a deformaţiei betonului la întindere se consideră deformaţia elastică corespunzătoare unui efort egal cu 2,0 R_t.

IV. EFORTURI ÎN ARMĂTURA PRETENSIONATĂ. PIERDERI DE TENSIUNE

În normele analizate, eforturile în armătura pretensionată se determină atît în faza iniţială, considerată în momentul transferului forţei de precomprimare asupra betonului, cît şi în faza finală, după consumarea tuturor pierderilor de tensiune.

Limitările acestor eforturi conform diferitelor norme se dau în tabela 2. *

În calculul pierderilor de tensiune în armătura pretensionată se disting două categorii : pierderi instantanee şi pierderi în timp.

Cele instantanee se calculează la fel în normele analizate şi au drept cauze, în principal :

— efectul tratamentului termic

$$\Delta\sigma_t = K_t \cdot \Delta_t .$$

Valoarea coeficientului K_t în STAS 8000—67 şi în Recomandările CAER este egală cu 20 ;

— lunecările şi deformaţiile locale în ancoraje la blocare (la armăturile preîntinse)

$$\Delta\sigma_\lambda = \frac{\lambda}{L} E_p$$

în care λ este un coeficient depinzînd de tipul armăturii şi ancorajului şi L lungimea de tragere ;

Tabela 2

STAS 8000—67	FIP—CEB	CAER
$\sigma_k \leqslant \sigma\,0{,}2$ şi $\sigma_k \leqslant R_p$	*În faza iniţială* $\sigma_k \leqslant 0{,}85\ \sigma_{prk}$ şi $\sigma_k \leqslant 0{,}95\ \sigma_{pk0,1}$	$0{,}4\ R_p^n \leqslant \sigma_{o\ \text{iniţ.}} \leqslant 0{,}7\ R_p^n$ Pentru tensionarea temporară sau compensarea pierderilor iniţiale 0,8 R_p^n
$0{,}85\ R_p > \overline{\sigma}_p \geqslant 0{,}5\ R_p$	*În faza finală* — sub încărcări permanente $\overline{\sigma}_p \leqslant 0{,}6\ \sigma_{prk}$ — sub supraîncărcări $p \leqslant 0{,}66\ \sigma_{prk}$	I d e m

---

* În toate expresiile care urmează s-au utilizat notaţiile din STAS 8000 _ 67

— efectul întinderii succesive a armăturilor postîntinse

$$\Delta\sigma_s = n_p \cdot \sigma_{bp}^{i+l,n},$$

în care $\sigma_{bp}^{i+l,n}$ este efortul unitar care apare în beton la nivelul armăturii i considerate, în urma întinderii ulterioare a celorlalte armături de la $i + l$ la n,

— frecările pe traseul armăturilor postîntinse

$$\Delta\sigma_f = \left(1 - e^{-ks-\mu\frac{Lr}{r}}\right)\sigma_k,$$

în care k și μ sînt coeficienți care depind de modul de realizare a canalului și au valori diferite în normele analizate.

În tabela 3 se dau valorile k și μ pentru canale de tablă metalică la fascicule 12 Ø 5.

Tabela 3

	STAS 8000-67	FIP-CEB	CAER
k	0,006	0,0025	0,003
μ	0,35	0,21	0,35

Pierderile de tensiune în timp se datoresc relaxării oțelului și contracției și curgerii lente a betonului.

Relaxarea oțelului

STAS 8 000—67

$\Delta\sigma_r = \Phi\, R_p$, în care Φ este un coeficient care depinde de tipul armăturii.

FIP — CEB

$\Delta\sigma_r = \Delta\sigma_{r\infty}\left(1 - \frac{\Delta\sigma_{\overline{\varphi}} + \Delta\sigma_{\overline{c}}}{\sigma_o}\right)$. În această relație se ține seamă de scăderea efortului, asupra căruia acționează relaxarea, datorită contracției și curgerii lente a betonului. În cazul cînd nu se dau valori pentru $\Delta\sigma_{r\infty}$, care se determină prin încercări, atunci se recomandă a se lua $\Delta\sigma_{r\infty} = 0{,}16\ \sigma_o$ (pentru oțeluri trefilate).

CAER

$$\Delta\sigma_r = \left(0{,}27\frac{\sigma_o}{R_p^n} - 0{,}1\right)\sigma_o.$$

Contracția betonului

$\Delta\sigma_{\overline{c}} = \overline{\varepsilon}_c \cdot E_p$. Această pierdere de tensiune se ia în considerație numai în cazul $\Delta\sigma_{\overline{c}} > > \Delta\ \sigma_{\overline{\varphi}}$.

$\overline{\varepsilon}_c = K_3\ K_4 \cdot K_c \cdot\ \varepsilon_c$, în care $\varepsilon_c = 0{,}25⁰/_{00}$ este valoarea de bază a deformației specifice din contracție, iar ceilalți sînt coeficienți care depind de umiditatea relativă (K_3), grosimea elementului (K_4) și felul armăturii pretensionate (K_c).

FIP—CEB

$$\Delta\sigma_{\overline{c}} = \varepsilon_r \cdot E_p$$

$$\varepsilon_r = \varepsilon_c \cdot K_b,\ K_d,\ K_p.$$

ε_r se exprimă în funcție de factori care depind de condiții climatice (ε_c), compoziția betonului (K_b), dimensiunile elementului (K_d), procentul de armare (K_p).

CAER

$\Delta\sigma_{\overline{c}} = 300\beta$ kg/cm² pentru armături postîntinse

$\Delta\sigma_{\overline{c}} = 400\beta$ kg/cm² pentru armături preîntinse, în care $\beta = \frac{4t}{100+3t}$, t fiind timpul în zile.

Curgerea lentă a betonului

STAS 8000—67

$\Delta\sigma_{\overline{\varphi}} = n_p \cdot \overline{\varphi}\ \sigma_{bp}$, $\overline{\varphi} = K_1 \cdot K_2 \cdot\ K_3 \cdot \varphi_o$, în care φ_o este valoarea de bază și depinde de cantitatea de ciment/m³ și raportul apă/ciment, iar ceilalți sînt coeficienți care depind de valorile relative ale rezistenței betonului la transfer (K_1), efortului în beton la precomprimare (K_2) și umidității mediului (K_3).

FIP—CEB

$$\Delta\sigma_{\overline{\varphi}} = n_p\ \varphi_t \cdot\ \sigma_{bp}\left(1 - \frac{1}{2}\,\frac{\Delta\sigma_{\overline{\varphi}}}{\sigma_o}\right)$$

$$\varphi_t = K_c \cdot K_a \cdot K_b \cdot K_d \cdot$$

φ_t se exprimă în funcție de factori care depind de condiții climatice (K_c), vîrsta betonului la transfer (K_a), compoziția betonului (K_b) și grosimea fictivă a elementului (K_d).

CAER

$\Delta\sigma_{\overline{\varphi}_1} = \beta\,\frac{E_p}{E_b \cdot \nu}\left[\sigma_{bp} + 3\ R_b\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_b} - \nu\right)\right]$ pentru armături preîntinse

și $\Delta\sigma_{\overline{\varphi}_2} = 0{,}75 \times \Delta\sigma_{\overline{\varphi}_1}$ pentru armături postîntinse,

în care $\beta = \frac{4t}{100 + 3\,t}$

ν = raportul rezistențelor minime ale betonului, la transfer față de 28 zile.

R_b = rezistența de calcul a betonului la compresiune din încovoiere.

În tabela 4 se dau comparativ valorile pierderilor de tensiune în timp calculate pentru următoarele condiții :

Beton B 500, transfer la 7 zile (respectiv $R_b/R_{28} = 0{,}6$), umiditate relativă 60 %, armătură Ø 5 postîntinsă din fascicule SBP I și preîntinsă SBP I A, $n_p = 4{,}75$, procentul de

Tabela 4

	STAS 8000–67	FIP–CEB	CAER
$\Delta\,\sigma_r$	$0{,}056\ R_p^n$	$0{,}136 \cdot 0{,}93\ R_p^n$	$0{,}077\ R_p^n$
(valorile eforturilor la care se referă $\Delta\,\sigma_r$)	$(0{,}8\ R_p^n)$	$(0{,}85\ R_p^n)$	$(0{,}75\ R_p^n)$
$\left.\begin{matrix}\Delta\,\sigma_c \\ \Delta\,\sigma_{\bar{\varphi}}\end{matrix}\right\}$	$17{,}5\ \sigma_{bp}$	575 kg/cm² $14{,}65 \cdot 0{,}95\ \sigma_{bp}$	400 (armătură postîntinsă) 530 (armătură preîntinsă) $7{,}9\ \sigma_{bp}$ (armătură postîntinsă) $10{,}5\ \sigma_{bp}$ (armătură preîntinsă)

armare geometric $\mu = 0{,}005$ dm $= 10$ cm, $\sigma_{bp} = 100$ kg/cm². Pentru curgerea lentă a betonului conform recomandărilor CAER s-a considerat $\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_b} - \nu\right) = 0$.

Se menţionează că pierderile determinate ca mai sus, în cazul FIP—CEB se afectează în calcul cu un coeficient 0,80—1,20, după cum este mai defavorabil.

V. ÎNCĂRCĂRI DE CALCUL SPECIFICE STĂRII LIMITĂ DE FISURARE ŞI STĂRII LIMITĂ DE RUPERE ÎN EXPLOATARE

În STAS 8000—67 şi în recomandările CAER diferitele încărcări de calcul se determină pe baza unor valori normate ale încărcărilor a căror semnificaţie nu este explicită, ele considerîndu-se de regulă drept valori maxime care pot apărea în exploatare normală. În calcul, valorile normate se multiplică cu coeficienţii de supraîncărcare a căror mărime este funcţie de starea limită considerată şi de clasa de fisurabilitate.

În recomandările FIP — CEB se aplică acelaşi principiu de calcul, admiţîndu-se însă drept valoare de bază încărcarea caracteristică avînd probabilitatea $p = 5\%$.

Încărcarea caracteristică este analogă încărcării normate. Pentru simplificarea calculelor, fără excepţie, încărcările permanente nu sînt afectate de dispersie. În ceea ce priveşte determinarea supraîncărcărilor se deosebesc două cazuri principale :

— supraîncărcări cu caracter aleator

$$Q_k = Q_m\,(1 + t\sigma)$$

în care t se poate admite 1 (σ = abatere medie pătratică) ;

— supraîncărcări fără caracter aleator şi care pot fi stabilite printr-o decizie ; acestea se pot lua direct ca valori caracteristice.

Valorile coeficienţilor de supraîncărcare echivalenţi, corespunzători celor trei norme considerate, se dau în tabela 5.

VI. CARACTERISTICI DE REZISTENŢĂ ALE MATERIALELOR. VALORI DE CALCUL

Rezistenţele de calcul ale betonului şi armăturii, prevăzute în norme, luate în considerare în verificări la starea limită de fisurare în exploatare şi starea limită de rezistenţă în exploatare s-au determinat admiţînd curbe normale de distribuţie pentru valorile rezultate din încercări.

Pentru beton

a) Rezistenţa de calcul la compresiune din încovoiere (R_i).

În STAS 8000—67 şi în recomandările CAER această rezistenţă de calcul se deduce din

Tabela 5

	Starea limită de fisurare						Starea limită de rupere		
	Clasa I			Clasa a II-a					
	încercări permanente	încercări temporare	forţa de precomprimare	încercări permanente	încercări temporare	forţa de precomprimare	greutatea proprie	încărcări permanente (fără greut. proprie)	încărcări temporare
Standard 8000—67	1,0	La refisurare 1,0	0,9 —1,1	1,0	La refisurare $n_f \leqslant 1$*	1,0	1,1	1,2—1,3	1,2—1,4
Recomandări CAER	1,1—1,3	La apariţia fisurilor 1,2—1,4	0,9 —1,1	1,0	La apariţia fisurilor 1,0	0,9—1,1	1,1	1,2—1,3	1,2—1,4
Recomandări FIP—CEB	1,0	La decompresiune 1,0	0,95 — 1,05	1,0	La apariţia fisurilor 1,0	0,95—1,05	1,4	1,4	1,6

* Pentru cazurile curente se recomandă $n_f = 0{,}65 - 0{,}80$.

valoarea medie aritmetică a rezistențelor de rupere, determinată pe un număr mare de probe, admițînd o probabilitate $p = 1,5‰$ de a avea rezultate din încercări inferioare valorii de calcul. Astfel, dacă se notează cu σ abaterea pătratică medie și cu t coeficientul depinzînd de probabilitatea acceptată de a avea rezultate din încercări inferioare lui R_i, atunci $R_i = R_i^n(1 - t\,\sigma)$, în care $t = 2,97 \simeq 3,00$ pentru probabilitatea de 1,5/‰.

Întrucît coeficientul de minorare al lui R_i^n, denumit coeficient de omogenitate, are valoarea $k_b = 0,6$ pentru betoane de marcă peste B 250 utilizate la beton precomprimat, rezultă $\sigma = 0,134$.

Pentru betoanele de mărci superioare se aplică suplimentar un coeficient al condițiilor de lucru care are valorile :

— pentru B 500 0,95
— pentru B 600 0,90.

În recomandările FIP-CEB, valoarea rezistenței de calcul la compresiune din încovoiere se deduce din rezistența caracteristică minorată prin raportare la un coeficient γ_b și anume :

$R_i = \dfrac{\sigma'_{bk}}{\gamma_b}$ în care rezistența caracteristică σ'_{bk} prevăzută s-a determinat din rezistența medie rezultată din încercări admițînd probabilitatea $p = 5‰$ de a avea rezultate inferioare lui σ'_{bk}, respectiv

$$\sigma'_{bk} = R_i^n\,(1 - t\,\sigma) \text{ în care } t = 1,64.$$

Valoarea $(1 - 1,64\,\sigma)$ pentru cazurile curente se ia egală cu 0,85, corespunzînd unei valori $\sigma \simeq 0,092$.

γ_b este un coeficient a cărui lege de probabilitate este funcție de legi statistice privind greșeli curente care se produc la execuție și care poate avea valori între 1,3 și 1,6, depinzînd de rigurozitatea controlului.

b) Rezistența de calcul la întindere (R_t).

Această rezistență se determină analog cu rezistența de calcul la compresiune din încovoiere, cu precizările care urmează.

STAS 8000—67 : $R_t = R_t^n\,(1 - 2,975\,\sigma) = 0,45\,R_t^n$.

Această valoare nu se ia însă în considerație, deoarece calculul se face la refisurare. Se menționează că în Normativul P. 8—62, în care calculul se facea în stadiul I A de apariție a fisurilor, se lua în considerație rezistența de calcul a betonului la întindere R_t, dar majorată cu un coeficient al condițiilor de lucru egal cu 1,5, pentru a ține seamă de faptul că consecințele riscului de fisurare sînt mai puțin grave decît în cazul ruperii prin compresiune.

Din valoarea $k_{bt} = 0,45$ rezultă $\sigma \cong 0,183$.

$$FIP - CEB:\ R_t = \frac{\sigma_{bk}}{\gamma_b} = \frac{R_t^n\,(1 - 1,64\,\sigma)}{\gamma_b} = \frac{R_t^n \times 0,85}{1,2};\ \sigma \cong 0,092.$$

Se admite $\gamma_b = 1,2$, valoare mai scăzută decît la compresiune, deoarece consecințele riscului de fisurare sînt mai puțin grave decît la ruperea prin compresiune.

CAER : $R_t = R_t^n\ (1 - 2,97\ \sigma) = 0,50\ R_t^n$; rezultă $\sigma \cong 0,168$.

Se aplică, ca și în P. 8—62, un coeficient al condițiilor de lucru de majorare $m_5 = 1,4$ (se observă că valoarea de calcul este apropiată de cea din P. 8—62 și anume $1,4 \times 0,5\ R_t^n \cong 1,5 \times 0,45\ R_t^n$).

Pentru oțel : rezistența de calcul de întindere la starea limită de rezistență (R_p).

STAS 8000—67 : Rezistența de calcul a oțelului se determină din rezistența minimă de rupere garantată de producător (R_p^n) minorată prin înmulțirea cu un coeficient de omogenitate egal cu 0,8

$$R_p = 0,8\,R_p^n.$$

FIP — CEB :

Rezistența de calcul se determină din rezistența de rupere caracteristică (σ_{prk}) minorată prin împărțire la un coeficient $\sigma_{ap} = 1,15$. Rezistența de rupere caracteristică se determină din rezistența medie de rupere admițînd o probabilitate $p = 5‰$. În cazul că producătorul garantează o valoare minimă de rezistență la rupere, această valoare se poate lua drept rezistență caracteristică

$$R_p = \frac{\sigma_{prk}}{1,15} \cong \frac{R_p^n}{1,15}.$$

CAER : Pentru determinarea rezistenței de calcul se pleacă de la rezistența normată, care se definește ca rezistență minimă de rupere, egală cu valoarea minimă de rebut la încercările de control, garantată de uzina producătoare. Întrucît nu se dau indicații pentru deducerea rezistenței de calcul, s-au adoptat pentru acest caz prevederile SNIP — II — BI — 62, și anume :

$$R_p = K_p\ R_p^n = 0,8\ R_p^n$$

în care K_p = coeficient de omogenitate corespunzător lui $p = 1,5‰$.

În tabela 6 se dau rezistențele de calcul în kg/cm² pentru un beton B 500 și o armătură

Tabela 6

Rezistența de calcul		STAS 8000—67 (P.8—62)	FIP—CEB	CAER
— Beton	R_i	250	230	250
	R_t	12,5 (19,0)	16,3	17,5
— Oțel	R_p	14 400	15 650	14 400

alcătuită din TBP 9, calculată în conformitate cu principiile menționate anterior, admițînd pentru materiale caracteristicile specifice pentru țara noastră :

— pentru R_t $\sigma = 0{,}134$

— pentru R_t $\sigma = 0{,}183$

Calculul la starea limită de rezistență, conform normelor considerate, se face prin relații de verificare diferite, deci raportul rezistențelor de calcul date în tabela 6 nu coincide cu cel al momentelor încovoietoare de calcul.

Se menționează că în FIP-CEB acest calcul se efectuează ținînd seamă de deformațiile betonului și armăturii în secțiunea considerată. Un calcul asemănător se efectuează și conform STAS 8000—67 cu ajutorul unei relații simplificate liniare ($\sigma_t = m_p \cdot R_p$), bazată pe rezultate experimentale [6].

În recomandările CAER calculul se efectuează la rupere. Se prevede totuși că ,,în cazul utilizării armăturii fără palier de curgere, la rezistențele de calcul ale armăturii se poate introduce un coeficient special variabil pentru condițiile de lucru care să ia în considerare proprietățile reale ale armăturii'', însă nu se dau indicații privind determinarea acestui coeficient.

VII. CONCLUZII

Din prezentarea comparativă a principalelor prevederi ale normelor analizate rezultă că nu există diferențieri deosebite între ele și că principiile care au stat la baza lor sînt în general aceleași.

Unele excepții se întîlnesc în ceea ce privește :

— Condițiile de calcul pentru clasa a II-a : în STAS 8000—67 calculul se efectuează la refisurare, aplicînd însă la încărcările temporare $n_t \leqslant 1$, în timp ce conform FIP — CEB și CAER calculul se efectuează la apariția fisurilor. In recomandările FIP — CEB se cere și verificarea la decompresiune sub încărcările care acționează timp îndelungat.

— Efortul în armătură la pretensionare σ_k este mai ridicat conform FIP — CEB, comparativ cu STAS 8000—67 și CAER.

— Pierderile de tensiune datorită curgerii lente a betonului conform FIP-CEB sînt mai mari decît în STAS 8000—67 și CAER.

— Pentru starea limită de rezistență, conform FIP-CEB, efortul de calcul în armătura pretensionată este mai mare, în timp ce rezistența de calcul în beton este mai mică, față de STAS 8000—67 și CAER.

Se consideră că o evaluare mai concludentă a diferențierilor dintre normele analizate se va putea obține prin compararea rezultatelor dimensionării unor elemente exemplificative din beton precomprimat, calculate în conformitate cu prevederile din aceste norme.

Bibliografie

[1] * * *: *Calculul elementelor de beton, beton armat și beton precomprimat. Metoda la stări limită,* STAS 8000—67.

[2] * * *: *Norme de proiectare pentru elemente de construcții din beton și beton armat.* Recomandări pentru standardizare CAER 119—64

[3] * * *: *Recomandări practice pentru calculul și execuția lucrărilor în beton precomprimat.* Redactare provizorie, Comitetul mixt FIP—CEB, Paris, iunie 1966, iulie 1969 și decembrie 1969.

[4] * * * : *Norme de proiectare pentru elemente de construcții din beton și beton armat* — SNIP II B1 — 62.

[5] Guyon Y. : *Construcții în beton precomprimat,* vol. I, Paris, 1966.

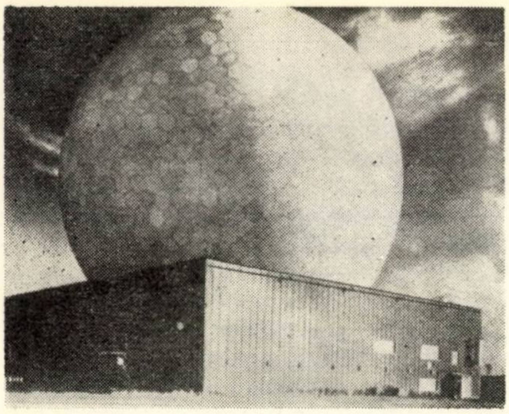
[6] Tannenbaum M.: *Calculul la starea limită de rezistență a elementelor de beton precomprimat solicitate la încovoiere.* Studii și cercetări de mecanică aplicată. Academia R.S.R., nr. 3, 1963.

[7] Löbel L., Tannenbaum M., Weissenberg M. : *Probleme ale comportării și calculului elementelor din beton precomprimat la starea limită de fisurare,* Conferința de mecanică, 1965.

[8] Löbel L. : *Cu privire la dimensionarea economică a elementelor de beton precomprimat,* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 12, 1967.

[9] Löbel L., Popăescu A., Tannenbaum M. : *Studiu preliminar privind compararea rezultatelor ce se obțin prin proiectare pe baza a diferite prescripții referitoare la calculul la fisurare al elementelor de beton precomprimat,* referat INCERC, P. 22.1.2/1968.

[10] Popăescu A., Löbel, L. Tannenbaum M. : *Studiu privind compararea rezultatelor ce se obțin prin proiectare pe baza a diferite prescripții referitoare la calculul la fisurare al elementelor de beton precomprimat,* referat INCERC 113 b/1969.



Construcţie pentru instalaţie radar

Conf. ing. V. Boghian, ing. L. Tanasachi,
Institutul politehnic Iaşi Filiala INCERC Iaşi
ing. R. Cornea, ing. N. Taran şi ing. V. Jerghiuţă
ICMPC Bucureşti Institutul politehnic Iaşi

Folosirea materialelor plastice armate cu fibră de sticlă la elemente portante şi structuri în construcţii

1. Datorită unor calităţi incontestabile, şi anume: rezistenţe mecanice apropiate de cele ale oţelului, dar greutatea de 3—4 ori mai mică, rezistenţă termică mare, uşurinţă în prefabricarea elementelor de orice formă, aspect atrăgător etc., materialele plastice armate cu fibre de sticlă (MPAS) şi mai ales poliesterii armaţi cu fibre de sticlă (PAS) cîştigă tot mai mult teren în domeniul aplicărilor industriale. Astfel, într-o serie de ţări ca S.U.A., Franţa, U.R.S.S., Anglia, Italia etc., PAS se aplică cu succes în construcţia mijloacelor de transport auto şi navale, în construcţia de avioane, în construcţia rezervoarelor, conductelor şi cisternelor din industria chimică etc. O dată cu creşterea producţiei şi cu scăderea costului răşinilor sintetice şi al fibrelor MPAS, acestea au început să fie aplicate şi în industria construcţiilor, mai întîi ca elemente de pereţi şi de acoperire, iar în ultimul timp şi pentru elemente de rezistenţă şi structuri în construcţii.

MPAS oferă forme superioare de valorificare a potenţialului pe care îl prezintă cei doi componenţi de bază ai acestora, şi anume sticla şi răşina (fig. 1).

Sticla trasă în filamente cu grosimea de 3—6 μ poate avea rezistenţa la tracţiune pînă la 300 kgf/mm², comportarea elastică pînă aproape de rupere, un modul de elasticitate pînă la 735 kgf/mm² şi alungire la rupere de 3,5%.

Din motive de cost, pentru construcţii se foloseşte sticlă în filamente cu grosimea de 8—10 μ, cu rezistenţe la tracţiune pînă la 140 kgf/mm².

Materialele polimerice termorigide, care se pretează cel mai bine la armarea cu sticlă, pot fi considerate: poliesterii nesaturaţi, răşinile epoxidice, răşinile melaminice şi răşinile siliconice.

Dintre acestea însă cele mai interesante sub aspectul caracteristicilor mecanice şi mai accesibile ca preţ de cost sînt poliesterii nesaturaţi. Totodată, poliesterii nesaturaţi permit formarea

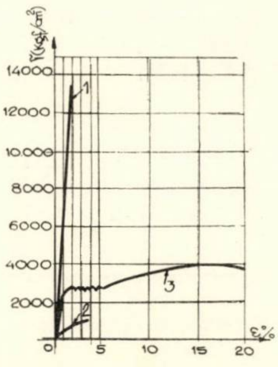


Fig. 1. Diagramele comparative σ—ε la fibre de sticlă, răşină şi oţel de construcţie [12]

1—fibră de sticlă; 2—răşină; 3 — oţel de construcţie.

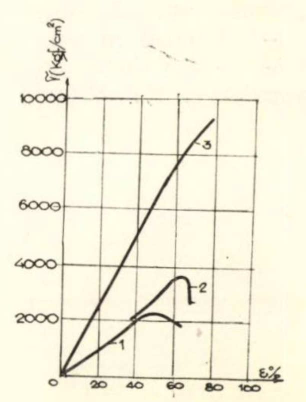


Fig. 2. Diagrame comparative σ—ε la poliesteri (tip Palatal) armaţi cu ***stratimat*** **(1); ţesătură (2) şi** ***roving*** **(3) [12]**

elementelor de construcții la temperaturi de 18—20°C, fără presiune, ceea ce este deosebit de important din punct de vedere tehnologic pentru industria construcțiilor.

Asocierea celor două materiale, sticla și rășina, duce la formarea unui material compus, în structura căruia sticla îndeplinește funcția de armare, iar rășina funcția de liant între fibrele de sticlă și de protecție a acestora împotriva agenților climatici și a acțiunilor mecanice exterioare etc.

Prin folosirea sticlei boro-silicatice, cunoscută sub denumirea de sticlă tip E, cu conținut redus de alcalii (0,5—1%) se asigură o comportare bună la umiditate a materialului, fapt esențial pentru exploatarea construcțiilor.

Prin prelucrarea fibrelor de sticlă sub formă de șuvițe, denumite *roving* în literatura străină de specialitate, împîslitură, cunoscută sub denumirea de *stratimat* și țesătură de diferite tipuri, se poate realiza o armare rațională a elementelor de construcție din materiale polimerice, funcție de forma lor și de solicitări.

Proprietățile mecanice ale PAS depind de proprietățile de bază ale rășinii și ale materialului de armare (fig. 2), de procentul de armare, de tehnologia de formare aplicată etc. Limitele superioare ale procentului de armare, pentru obținerea unor rezistențe mecanice și a unui modul de elasticitate optime pot fi considerate : cca 40% pentru *stratimat*, cca 60% pentru țesătură și 70—80% pentru *roving*.

În tabela 1 se prezintă valorile rezistențelor mecanice și ale modulului de elasticitate la tracțiune, la PAS, pe baza unor studii efectuate în străinătate[7].

Din tabela 1 se observă că, sub aspectul rezistențelor mecanice, mai ales în cazul armării unidirecționale cu *roving*, rezistențele la tracțiune ale PAS pot fi superioare rezistențelor oțelului obișnuit de construcție.

În ceea ce privește modulul de elasticitate, PAS prezintă valori cu mult mai mici decît ale oțelului.

Tabela 1

Rezistențe mecanice și moduli de elasticitate ce se pot obține la PAS

Felul PAS	Procentajul de sticlă în greutate (%)	Densitatea PAS (kgf/m³)	Rezistența la tracțiune (kgf/cm²)	Modulul de elasticitate *E* la tracțiune (kgf/cm²)
1	2	3	4	5
Poliester armat cu tocătură de fibră ; procedeul de formare prin jet cu aer comprimat	20 30	1 390 1 470	600 800	50 000 70 000
Poliester armat cu *stratimat* ; procedeul de formare prin contact	20 30 40	1 390 1 470 1 560	700 1 050 1 500	63 000 85 000 110 000
Poliester armat cu țesătură :				
— armare egală pe ambele direcții	50 60	1 670 1 780	1 800 2 300	170 000 210 000
— 90% din armare pe direcția solicitării	50 60	1 670 1 780	4 200 5 200	240 000 300 000
Poliester armat cu *roving*	60 70 80	1 780 1 930 2 080	6 400 8 000 10 000	325 000 400 000 500 000

Tehnologiile de formare a elementelor de construcție din PAS sînt relativ simple și depind de forma, mărimea și destinația elementelor, tipul armăturii folosite etc. Astfel, pot fi utilizate procedeele (fig. 3) : manual sau „prin contact”, care constă în aplicarea succesivă pe cofraje a straturilor de rășină și *stratimat* și presarea cu perii și rulouri speciale în vederea impregnării fibrelor ; proiectarea pe cofraje cu jet de aer comprimat a amestecului poliester — fibră de sticlă tocată (PAS) ; procedeele prin vacuumare și prin presare. Pentru elemente tubulare poate fi aplicat procedeul prin înfășurare, iar pentru plăci și profile, laminarea.

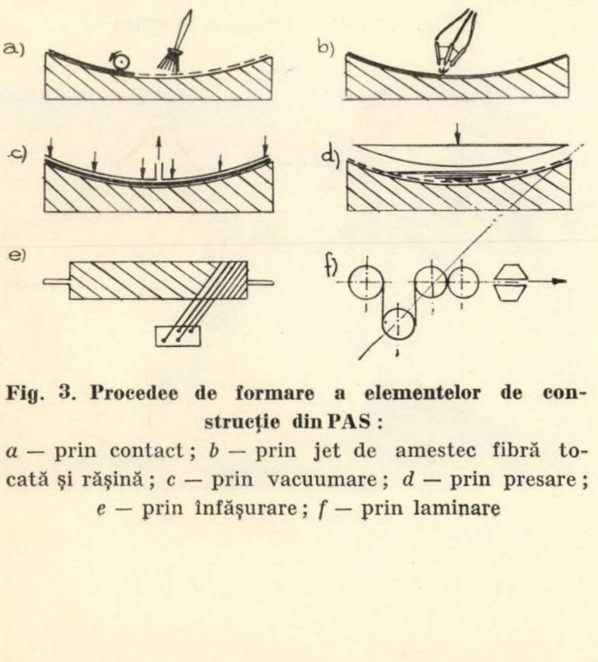


Fig. 3. Procedee de formare a elementelor de construcție din PAS :

a — prin contact ; *b* — prin jet de amestec fibră tocată și rășină ; *c* — prin vacuumare ; *d* — prin presare ; *e* — prin înfășurare ; *f* — prin laminare

Pe lîngă calitățile remarcabile menționate, PAS prezintă o serie de caracteristici care mai necesită a fi îmbunătățite în raport cu cerințele din construcții.

Astfel, în mod obișnuit, PAS sînt materiale inflamabile.

Cercetările [13] din ultimii ani, însă, demonstrează posibilitatea de a realiza PAS autostingibile prin folosirea de aditivi sau monomeri particulari.

Fluajul și comportarea în timp la acțiunea agenților fizici (umiditate, lumină, raze ultraviolete etc.) reprezintă alte proprietăți, care nu pot fi neglijate și care mai necesită studii și perfecționări. Cercetările în continuare, la scară de laborator, pe elemente și pe structuri la scară naturală vor permite adoptarea în proiectare a unor coeficienți de siguranță din ce în ce mai corespunzători particularităților materialului și necesităților de exploatare

2. CONSIDERAȚII PRIVIND ALCĂTUIREA ȘI FORMELE STRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR DIN PAS

Teoretic, printr-un procent de armare potrivit și un mod de dispunere corespunzătoare a armă-

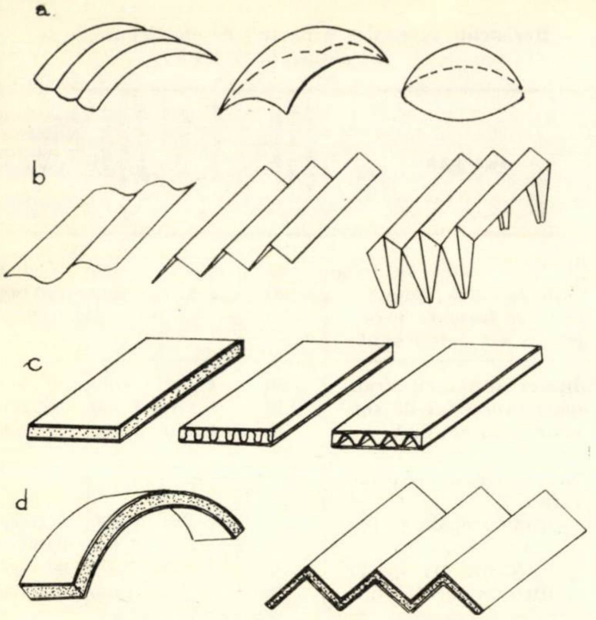


Fig. 4. Tipuri de structuri din PAS :
a — cu dublă curbură ; *b* — ondulate şi cutate ; *c* — sandviş plane ; *d* — sandviş curbe şi cutate

turii de sticlă, se poate rezolva orice problemă de solicitare la o structură din PAS.

Totodată, rezistenţele mecanice ridicate ale PAS, pe de o parte, şi raportul mai puţin favorabil între rigiditate şi rezistenţă, pe de altă parte, cer, pentru construcţiile din astfel de materiale, forme structurale specifice, care prin rigiditatea lor să compenseze rigiditatea relativ redusă a materialului.

În acelaşi timp, ţinînd seamă că preţul de cost al PAS este mai ridicat decît al materialelor tradiţionale, aplicarea principiului proiectării la greutatea minimă a structurilor din PAS prezintă o importanţă economică deosebită.

Din acelaşi considerent, formele structurale trebuie astfel concepute încît, prin asocierea cu materiale foarte uşoare (de exemplu, spumele poliuretanice rigide), în afară de preluarea încărcărilor mecanice, să îndeplinească şi funcţiuni de închidere şi de izolare.

Ca urmare, domeniul ideal de aplicare a PAS îl prezintă structurile de tip membrană, la care deformaţiile pînă la o anumită limită prezintă o importanţă mai mică din punctul de vedere al stabilităţii şi al exploatării construcţiei.

Structurile cu dublă curbură (fig. 4 *a*) din PAS pot fi considerate forme raţionale întrucît dubla curbură intervine ca un factor important în menţinerea stabilităţii elastice.

Structurile din elemente cu simplă curbură din elemente ondulate (fig. 4 *b*) şi cele din elementele cutate (fig. 4 *c*) reprezintă alte forme adecvate proprietăţilor mecanice ale PAS, datorită rigidităţii legate de formă.

În fine, structurile sandviş (fig. 4 *d*) din PAS merită toată atenţia datorită proprietăţilor pe care le pot oferi în ceea ce priveşte rigiditatea şi izolarea termică în condiţiile unei greutăţi şi ale unui consum de material minime.

În cadrul unor construcţii cu deschidere mai mare se poate recurge la forme structurale mai complexe (fig. 4 *e*) ca : pînze cu simplă sau dublă curbură tip sandviş, structuri din elemente cutate tip sandviş etc.

Desigur, acest material nou va duce în timp şi la alte forme structurale din ce în ce mai adecvate, atît proprietăţilor constructive, cît şi necesităţilor funcţionale ale construcţiilor.

3. REALIZĂRI EXPERIMENTALE

Posibilităţile enunţate mai sus, pe care le oferă PAS ca material pentru elemente de construcţii şi structuri, sînt confirmate practic prin realizarea, în ultimii 10—12 ani, a numeroase construcţii experimentale executate în diferite ţări. Astfel, după execuţia unor prime construcţii de case în Italia, la Expoziţia trienală din 1957 ; în U.R.S.S., la Leningrad, în 1962 ; în S.U.A. „Casa viitorului Monsanto", în 1965 ; în Franţa la Salonul de arte menajere din Paris, în 1965 etc., aplicaţiile PAS s-au extins la construcţii de luminătoare şi pereţi, construcţii de sere, acoperişuri de hale industriale, structuri speciale etc.

Exemplele care urmează ilustrează convingător capacitatea noului material de a fi utilizat, sub cele mai variate forme, pentru funcţiuni de acoperire, închidere şi portanţă.

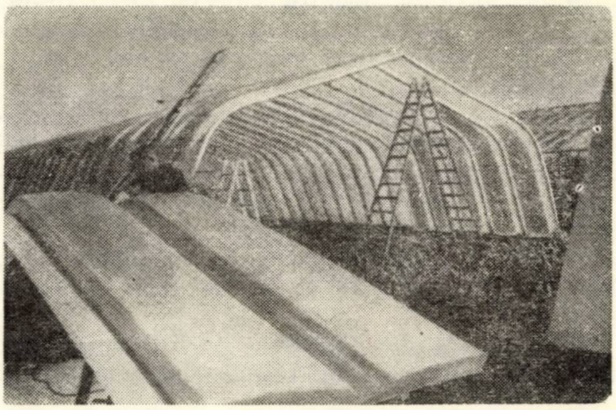


Fig. 5. Seră din elemente în cadru

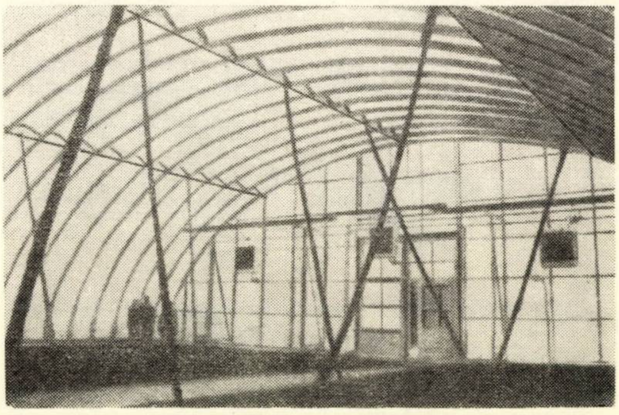


Fig. 6. Seră din elemente în arc

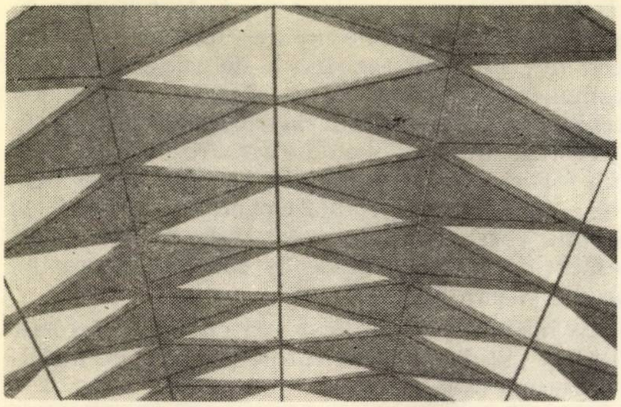


Fig. 7. Acoperiș cu structură reticulară, în boltă, din elemente romboidale prefabricate

Foile ondulate din PAS, cu o grosime de 1—1,5 mm și o greutate de numai 2—3 kg/m², pot acoperi deschideri pînă la 3,0 m.

Luminătoarele tip cupoletă din PAS pot acoperi suprafețe cu diametrul pînă la 3,0 m, dacă sînt realizate ca membrane simple, și pînă la 8—10,0 m dacă sînt realizate în membrane cu perete dublu cu rigidizări prin nervuri; aceasta în condițiile unui coeficient de siguranță egal cu 2,5 prin care se ia în considerație efectul îmbătrînirii, posibilitatea de voalare etc. [7].

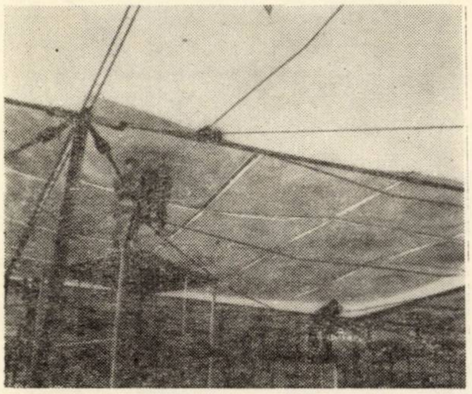


Fig. 8. Invelitoare tip membrană, în două straturi de PAS, susținută de macaze

PAS pot fi utilizate la fabricarea panourilor pentru pereți la hale, translucizi sau opaci, cu suprafețe plane sau ondulate, cu sau fără izolație termică.

PAS își găsesc o folosire interesantă la sere [7], [12], a căror structură poate fi realizată din elemente cu dublă curbură, în cadre (fig. 5) sau în arce (fig. 6), îmbinate între ele prin adezivi și buloane.

Ținînd seama de faptul că serele sînt încălzite în timpul iernii, încărcarea din zăpadă poate fi neglijată, ceea ce permite adoptarea unor grosimi de numai 1,5—2 mm pentru elementele de închidere, asigurîndu-se astfel un coeficient corespunzător de transmisie a luminii.

Pentru hale, o formă interesantă de acoperire o prezintă structura reticulară în boltă [4], realizată din elemente prefabricate, opace și translucide (fig. 7) pentru iluminare.

O altă formă de acoperiș la hale [15], care permite utilizarea rezistenței înalte la tracțiune a PAS, o prezintă învelitoarea membrană în două straturi, susținută printr-un sistem de grinzi macaz (fig. 8). În acest caz, prin translucididatea membranei se poate asigura o luminozitate naturală interioară pînă la 70 % din luminozitatea exterioară.

În Franța, la Argenteuil și alte orașe, s-au realizat din PAS hale acoperite pentru piețe comerciale, cu deschidere pînă la 30,0 m, în formă de cupolă, din elemente prefabricate cu dublă curbură, nervurate pe contur pentru rigidizare și îmbinare [18].

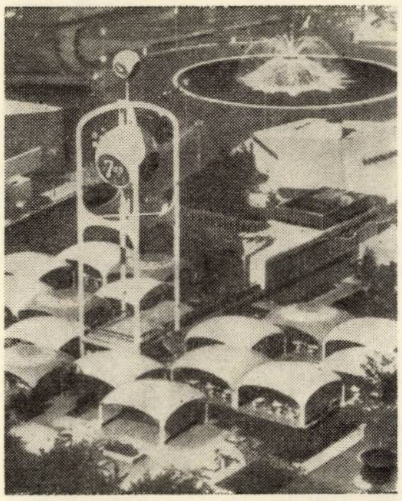


Fig. 9. Pavilioane de expoziție

Ca exemple de realizări de structuri interesante din PAS mai pot fi menționate [4]:

— pavilioane de expoziție cu acoperișul cochilie (fig. 9);

— acoperișuri din paraboloizi hiperbolici multipli (fig. 10);

— adăposturi pentru instalații radar, cu diametrul pînă la 50,0 m, alcătuite din elemente sandviș prefabricate, de forme exagonale și pentagonale.

4. CERCETĂRI EXPERIMENTALE CU POLIESTERI FABRICAȚI IN ȚARĂ

În cele ce urmează se prezintă rezultatele obținute pînă în prezent privind caracteristicile

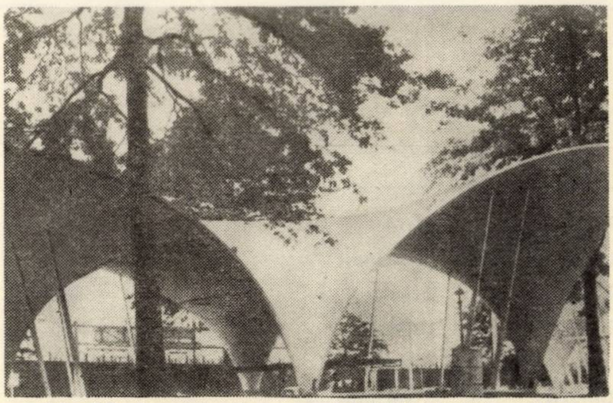


Fig. 10. Acoperiș din paraboloizi hiperbolici multipli

Tabela 2

Caracteristicile tehnice ale răşinii poliesterice nesaturate L_{450}

Nr. crt.	Caracteristici	Metode de determinare	UM	Indici
	Răşina în forma de livrare			
1	Vîscozitate	STAS 117-56	C.P.	1000–1300
2	Densitate	STAS 295-65	g/cm³	1,13
3	Conţinut de stiren	N.I.	%	33±1
4	Solubilitate în stiren	N.I.	—	∞
5	Indice de refracţie	STAS 420-49	n_D^{20}	1,538
6	Punct de inflamabilitate	STAS 488-56	°C	35
7	Contracţie la întărire	—	%	7
8	Stabilitate la depozitare la întuneric şi temperatură sub 25°C.	—	luni	min. 6
	Răşină întărită			
9	Duritate Barcol	—	g/cm³	84
10	Densitate la 20°C	—	g/cm³	1,21
11	Coeficient de dilatare liniară (între 20–25°C)	—	m/°C	70.10^{-6}
12	Coeficient de transmisie a căldurii	—	kcal/mh°C	0,15
13	Căldura specifică	—	kcal/kg°C	0,35

mecanice ale unor poliesteri armaţi cu sticlă, realizaţi cu răşini produse în ţară.

Cercetările s-au efectuat în colaborare de către Filiala INCERC Iaşi, Facultatea de construcţii a Institutului politehnic Iaşi şi ICMPC Bucureşti.

Răşina poliesterică fabricată la „Policolor" Bucureşti, denumită L_{450}, prezintă caracteristicile tehnice indicate în tabela 2.

În paralel, pentru comparaţie cu materialele realizate în străinătate, s-au efectuat cercetări şi pe PAS cu răşină Crystic 189 (Scott — Bader, Anglia).

Rezistenţa medie la rupere la compresiune a răşinii L_{450}, determinată pe epruvete prismatice cu latura bazei de 23 mm şi înălţimea de 46 mm, a fost de 713 kgf/cm², iar modulul de elasticitate corespunzător unui efort unitar de cca 30% din efortul de rupere a fost $E = 23\ 350$ kgf/cm², faţă de rezistenţa de rupere de 756 kgf/cm² şi modulul de elasticitate $E = 22\ 560$ kgf/cm² cît s-a obţinut la răşină Crystic 189.

Fibrele de sticlă pentru armare s-au utilizat sub formă de : *stratimat* (1), produs Verre Textile ; *stratimat* (2) produs Gevetex ; ţesătură (1) produs Verre Textile, cu greutate de 250 g/m² ; ţesătură (2), cu greutate de 450 g/m² şi *roving* produs Verre Textile.

Ca iniţiator s-a aplicat naftenatul de cobalt (1,5%), iar drept catalizator, peroxid de metil-etil-cetonă (3%).

Caracteristicile mecanice ale PAS s-au studiat pe epruvete prin decupare din plăci turnate special în acest scop, aplicînd procedeul „prin contact". Grosimea plăcilor a variat între 14–28 mm.

Cercetările efectuate se referă la comportarea PAS la principalele solicitări care intervin

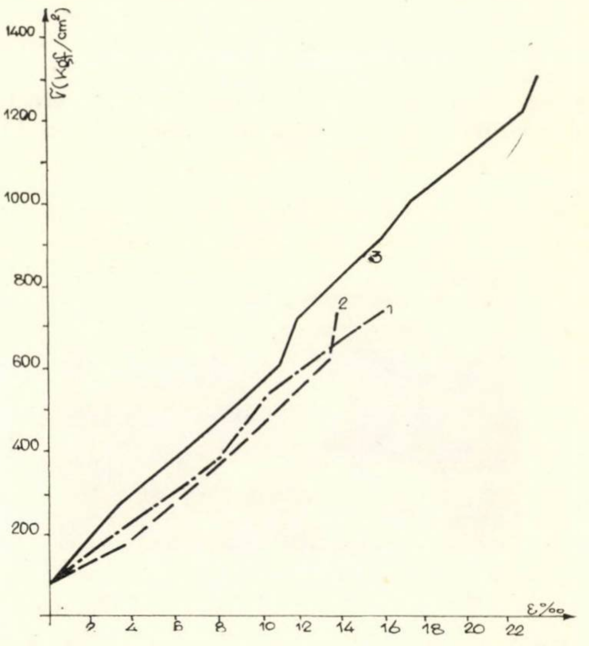


Fig. 11. Diagramă σ — ε pentru compresiune la PAS cu răşină L_{450} şi *stratimat* (1), la încărcări succesive 1, 2 şi 3

Tabela 3

Variaţia rezistenţei şi modulului de elasticitate la compresiune funcţie de tipul şi de procentajul de armare

Componenţa PAS			Dimensiunile epruvetelor bxbxh (mm)	Densitatea PAS (kg/m³)	Rezist. de rupere σ_{rc} (kgf/cm²)	Modul de elasticitate (kgf/cm²)	
Poliester	Armătură						
	Tipul	% în greutate				la 30% σ_{rc}	la 50% σ_{rc}
1	2	3	4	5	6	7	8
L_{450}	Stratimat (1)	25,0	25.25.62	1 410	1 325	41 000	55 500
L_{450}	Stratimat (2)	24,0	23.23.57	1 393	1 140	39 950	41 600
L_{450}	Ţesătură (1)	29,1	20.20.50	1 474	1 130	54 500	68 000
L_{450}	Roving	33,0	25.25.75	—	2 675	186 000	—
Crystic	Stratimat (1)	26,0	23.23.57	1 368	1 340	58 000	67 500
Crystic	Stratimat (2)	23,3	27.27.68	1 400	1 315	71 700	86 000

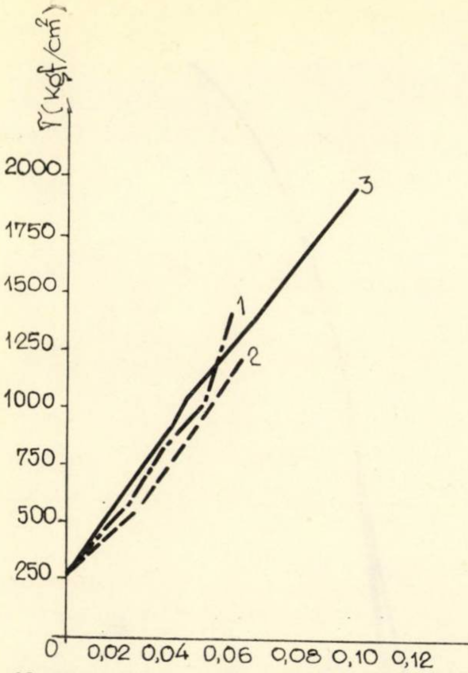


Fig. 12. Diagramă σ — ε la tracţiune, la încărcări succesive

la elementele portante în construcţii : compresiune, tracţiune, încovoiere şi forfecare pură.

4.1. Comportarea la compresiune

Rezultatele obţinute sînt prezentate în tabela 3.

Din tabela 3 se observă că, în condiţiile unor procente relativ reduse de armare, răşina poliesterică L_{450} armată cu *stratimat* (1) poate avea rezistenţe la compresiune de peste 1300 kgf/cm², iar dacă este armată unidirecţional cu *roving* se ajunge la rezistenţe de peste 2600 kgf/cm².

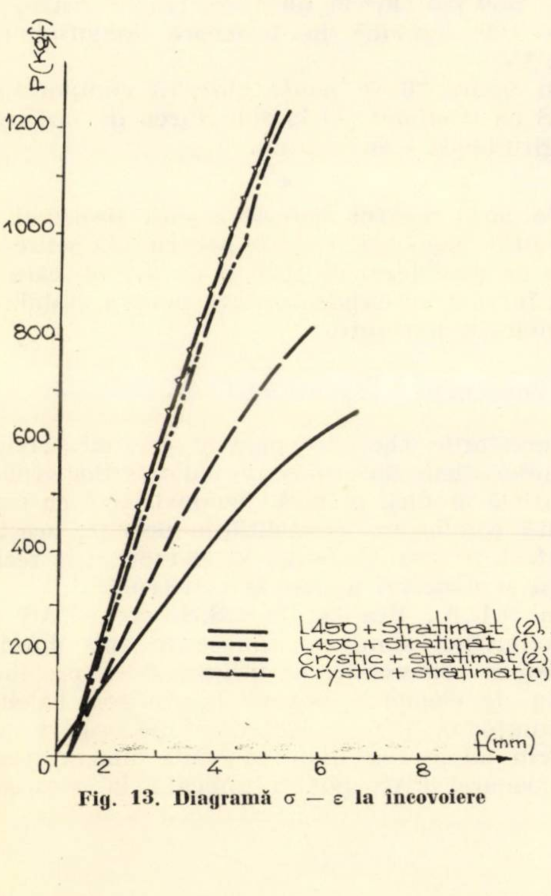


Fig. 13. Diagramă σ — ε la încovoiere

Rezistenţele mai mici obţinute la PAS cu *stratimat* (2) se explică prin faptul că, la acest tip de armătură, impregnarea fibrelor de sticlă la temperatura normală, fără presiune, se obţine mai dificil.

Rezistenţele la compresiune ale PAS cu răşină L_{450} sînt apropiate de cele ale PAS cu răşină Crystic.

Diagramele σ—ε (fig. 11) demonstrează o comportare aproape elastică a materialului pînă la aproape 70% din încărcarea de rupere. Modulul de elasticitate pentru eforturi unitare corespunzătoare unei încărcări de 50% din încărcarea la rupere, prezintă valorile : $E = 55\,500$ kgf/cm², pentru poliester armat cu ţesătură, şi $E = 186\,000$ kgf/cm², pentru poliester armat unidirecţional.

4.2. Comportarea la tracţiune

Cercetările s-au efectuat pe epruvete format special pentru a le putea prinde în bacurile presei şi pentru a putea monta pe ele comparatoare pentru măsurarea deformaţiilor.

La poliester armat cu ţesătură s-a obţinut o rezistenţă medie de rupere de 2 280 kgf/cm², iar la poliester armat cu *roving* unidirecţional s-a obţinut o rezistenţă de 2 218 kgf/cm² (tabela 4).

La poliesterul armat cu *stratimat*, rezistenţele de rupere la tracţiune au depăşit cu puţin 800 kgf/cm² datorită procesului redus de armătură aplicat.

Tabela 4

Variaţia rezistenţei şi a modulului de elasticitate al PAS la tracţiune, cu tipul şi procentajul de armare

Componenţa PAS			Rezistenţa de rupere σ_{rt} (kgf/cm²)	Modulul de elasticitate la 50% din σ_{rt} (kgf/cm²)
Poliester	Armătură			
	tipul	% în greutate		
L_{450}	Stratimat (1)	25,0	775	51 700
L_{450}	Stratimat (2)	24,0	833	44 750
L_{450}	Ţesătură (2)	67,0	2 280	93 100
L_{450}	Roving	33,0	2 217	214 000
Crystic	Stratimat (2)	23,3	826	43 000
Crystic	Ţesătură (1)	37,5	1 580	61 400
Crystic	Ţesătură (2)	67,0	2 480	125 000

Diagramele σ—ε (fig. 12) arată, în cazul tracţiunii, o comportare elastică pînă aproape de rupere, iar valorile modulului de elasticitate sînt apropiate de cele obţinute la solicitarea de compresiune.

4.3. Comportarea la încovoiere

Cercetările privind comportarea la încovoiere s-au efectuat pe epruvete cu lungimea egală cu de 16 ori înălţimea epruvetelor, cu încărcare acţionînd perpendicular pe straturile de turnare şi paralel cu acestea. Rezultatele obţinute se prezintă în tabela 5.

Tabela 5

Variația rezistenței și a modulului de elasticitate la încovoiere funcție de tipul, procentajul de armare și de modul de acțiune a încărcării

Componența PAS			Rezist. de rupere la încovoiere σ_{ri} (kgf/cm²)		Modul de elasticitate la 50 % din σ_{ri} (kgf/cm²)	
Poliester	Armătură					
	tipul	% în greutate	perpend. pe strat	paralel cu straturile	perpend. pe strat	paralel cu straturile
L_{450}	Stratimat (2)	24,0	1 200	1 208	42 700	44 600
L_{450}	Țesătură (1)	29,1	1 418	1 410	74 900	79 000
Crystic	Stratimat (1)	26,0	1 566	1 360	43 200	51 500
Crystic	Stratimat (2)	23,3	1 647	1 600	52 200	60 000

Rezistențele medii de rupere la încovoiere, atît în cazul acțiunii forței perpendicular pe straturi, cît și în cazul acțiunii paralel cu straturile, au valori care oscilează cu ± 10% în raport cu rezistențele medii obținute la compresiune și tracțiune.

În figura 13 se prezintă diagrama $\sigma - \varepsilon$ pentru solicitarea la încovoiere.

4.4. Comportarea la forfecare pură

Cercetările s-au efectuat după procedeul prof. ing. N. Iosipescu [10] și s-au obținut următoarele rezultate medii privind rezistența medie de rupere :

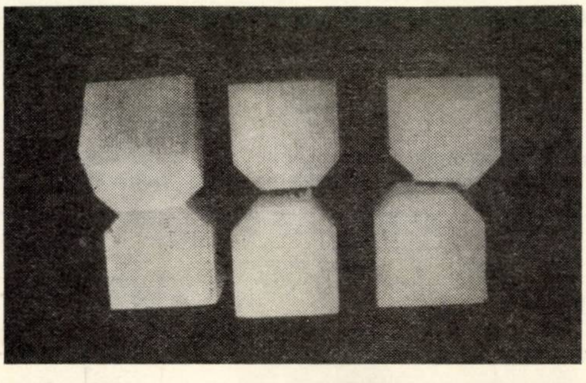


Fig. 14. Moduri de rupere la forfecare pură longitudinal-transversală a epruvetelor din poliester armat cu *stratimat* (1)

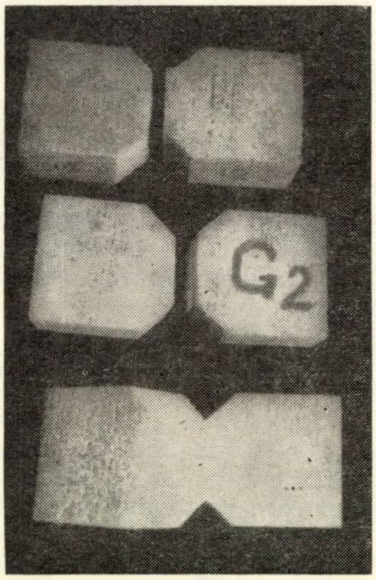


Fig. 15. Moduri de rupere la forfecare pură longitudinală a epruvetelor din poliester armat cu *stratimat* (1)

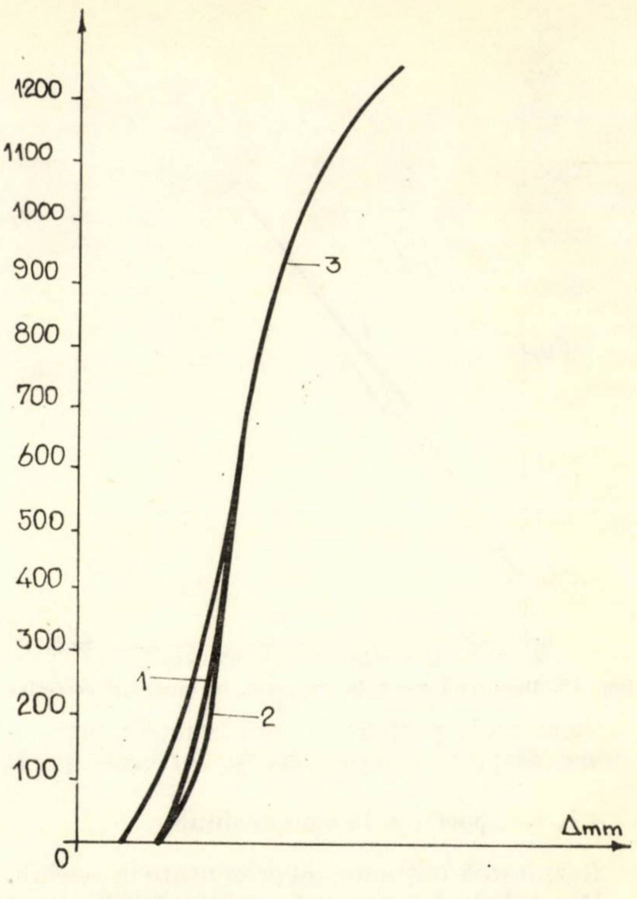


Fig. 16. Diagrama $P - \Delta$ la forfecare pură

— 950 kgf/cm² la forfecare longitudinală-transversală, în raport cu straturile de turnare (fig. 14) ;

— 550 kgf/cm² la forfecare transversală ;

— 120 kgf/cm² la forfecare longitudinală (fig. 15).

În figura 16 se poate observa comportarea PAS cu *stratimat* (1) la solicitarea de forfecare longitudinală transversală.

*

Pe baza acestor cercetări s-au proiectat și executat elemente cutate pentru acoperire la hale cu deschideri de 3,60 și de 6,0 m, care se află în curs de experimentare pentru stabilirea capacității portante.

5. CONCLUZII

Cercetările efectuate pînă în prezent privind caracteristicile mecanice ale poliesterilor armați cu sticlă produși în țară demonstrează cu suficientă convingere posibilitățile pe care aceștia le oferă pentru aplicarea la elemente de rezistență și structuri ușoare în construcții.

În S.U.A., Franța, U.R.S.S. etc., PAS cu caracteristici similare, cunoscute sub diferite denumiri comerciale, se utilizează la prefabricarea de elemente pentru acoperirea halelor, luminătoare, pereți, elemente decorative etc.

Prin adoptarea unor procente mai ridicate de armare, PAS pot fi aplicate la structuri pentru acoperişuri de hale industriale cu medii corosive chimice, construcţii de sere etc.

Pentru depăşirea dificultăţilor legate de costul actual ridicat al răşinilor poliesterice şi al fibrelor de sticlă, se impune dezvoltarea cercetărilor pentru structuri cu greutate minimă, cu grosime redusă a elementelor şi cu îmbinarea funcţiunilor de portanţă cu cele de închidere şi de finisare.

Prin dezvoltarea industriei acestor materiale se asigură posibilităţi largi de folosire a PAS, nu numai în industria construcţiilor, ci şi în alte domenii industriale şi mai ales pentru conducte, coloane, rezervoare şi cisterne în industria chimică, mijloace de transport auto şi navale, aviaţie etc., ceea ce echivalează cu economisirea unor importante cantităţi de metal şi de lemn în economia naţională.

Bibliografie

[1] Bilak V. : *Methods of Investigation of the Mechanical Propriety of Glass-Fiber Reinforced Plastics*, Praga.

[2] Boghian Gh. Vl., Cornea Rodica, Tanasachi Luiza, Taran N., Jerghiuţă V. : *Elemente portante de construcţii din materiale plastice armate cu fibre de sticlă. Elemente portante produse în ţară.* Referat INCERC, 1969.

[3] Carten T. N. : *Reinforced plastics.* Department of Theoretical and Applied Mechanics, University of Illinois, 1969.

[4] Dietz G. H. A. : *Les matières plastiques pour les toits de grandes dimensions.* Cahiers du Centre scientifique et technique du bâtiment, nr. 76, 1963.

[5] Dinelli D., Sperani E. : *L'impiego delle materie plastiche nella prefabbricazione.* Materie plastiche ed elastomeri, iunie, 1965.

[6] Gubenko A. B. : *Issledovania konstruktivnîh plastmass i stroitelnîh konstrukţii na ih osnove.* Moskva, 1962.

[7] Hintersdorf G. : *Glassfaserverstärkte Plaste für tragende Konstruktionen im Bauwesen.* Bauplanung — Bautechnik, nr. 11, 1967.

[8] Hossdorf H. : *Design Construction and Experience with Post-Tensioned Polyester Roof in the Swiss National Exhibition.* Proceedings of a conference organized by the Plastics Institute. Pergamon Press, London, June, 1965.

[9] Howard Godfrey Allen : *Characteristics of Plastics and their Use in Structures.* Department of Civil Engineering, University of Southampton. The Institution of Civil Engineers. Proceedings, martie, 1967.

[10] Iosipescu N. : *New Accurate Procedure for Single Shear Testing of Metals.* Journal of Materials, vol. 2, 3, sept. 1967.

[11] Ivanov M. A., Algazinov Ea. K., Martinet V. D., Martemieanov : *Stroitelnîe konstrukţii s primeneniem plastmass.* Izd. Vîsokaia Skola, Moskva, 1968.

[12] Kehrer K. : *Prefabricated Shell-Structure of Glass-Reinforced Plastics for a Greenhouse. Plastics in Building Structure.* Proceedings of a Conference organized by the Plastics Institute, London, iunie, 1965.

[13] Makowski S. Z. : *Aplicazioni strutturali delle materie plastiche.* Materie plastiche ed elastomeri, nr. 6, 1965.

[14] Piano Renzo : *Aplicazioni strutturali delle materie plastiche.* Materie plastiche ed elastomeri, noiembrie 1966.

[15] Piano Renzo : *Nasce con le materie plastiche un modo nuovo di progettare l'architettura.* Materie plastiche ed elastomeri, ian., 1969.

[16] Sneiderovici M. P., Krageliski V. I. : *Konstruktionnîe svoistva plastmass.* Izdatelstvo Maşinostroennie, Moskva, 1968.

[17] Taprogge R., Dolfen E. : *Dimensionierung und Prüfung von Bauteilen aus Glassfaserverstärkten Kunststoffen.* Plast Verarbeiter, sept. 1968.

[18] * * *. Bauen mit Kunststofen, 1, 1969.

Cofrajul glisant „Concretor Prometo"

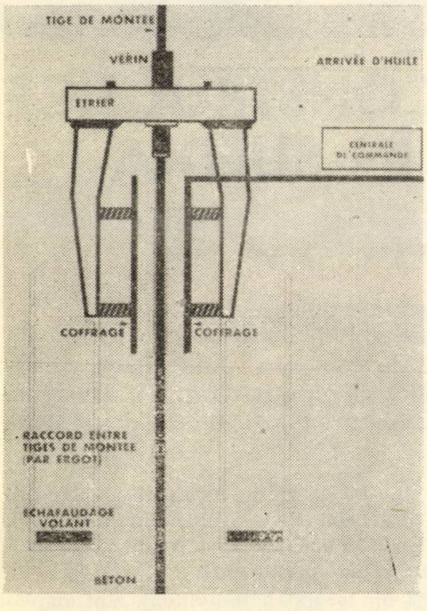


Fig. 1. Schema cofrajului glisant

Cofrajul glisant „Concretor Prometo" se compune din două elemente principale : cofrajul propriu-zis şi dispozitivul de ridicare.

Cofrajul propriu-zis este executat din scîndură de brad nordic fixat pe moaze, alcătuind astfel panouri de 1,20 m înălţime.

Spaţiul dintre panouri formează grosimea zidului şi este asigurat de juguri metalice situate la distanţe de 2 m unul de altul. Partea superioară a cofrajului susţine platforma de lucru.

Dispozitivul de ridicare este alcătuit din verine hidraulice amplasate deasupra jugurilor, conectate la o pompă de ulei. Cînd pompa este pusă în funcţiune, verinele se ridică 2,5 cm pe o tijă de oţel care le traversează şi care reazemă pe talpa de pornire, antrenînd cofrajul şi platforma de lucru. Betonul şi armătura sînt introduse în cofraj pe măsura glisării, care este de ordinul a 3 m pe zi. Schelele suspendate, care urcă o dată cu cofrajul, permit finisarea betonului. Se obţine astfel un veritabil lanţ de lucru. Procedeul permite vibrarea betonului, precum şi precomprimarea.

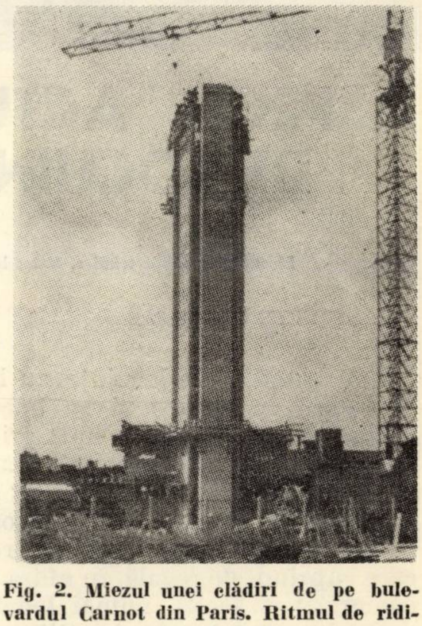
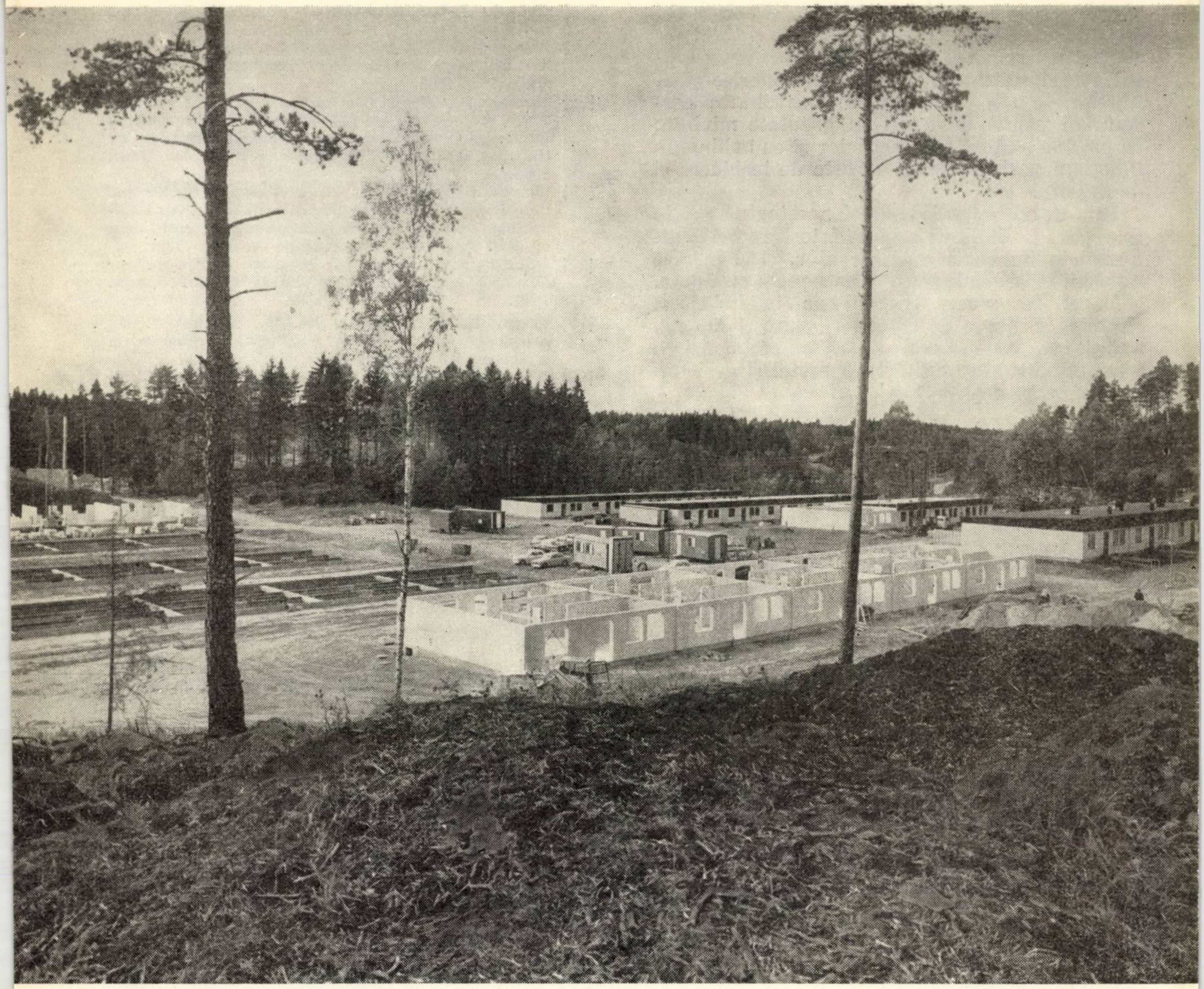


Fig. 2. Miezul unei clădiri de pe bulevardul Carnot din Paris. Ritmul de ridicare: 7 m/zi



ASPECTE ACTUALE PRIVIND CONSTRUCȚIILE DE LOCUINȚE INDIVIDUALE ÎN SUEDIA

Ing. **Arne Elmroth**

Licențiat în științe tehnice, lector la catedra de tehnologia construcțiilor de la Școala politehnică superioară regală, Stockholm

I. ASPECTE GENERALE

Construcțiile de locuințe au luat o amploare deosebită în Suedia și se bucură de condiții favorabile de execuție industrializată datorită amplasării lor în grupuri mari, pe terenuri libere, în cadrul orașelor-satelit care se dezvoltă mai ales în jurul capitalei, Stockholm (fig. 1).

Se creează astfel unități rezidențiale noi, care cuprind, de regulă, în afara unui mic centru comercial și social, numai locuințe pentru cel mult 2 000–3 000 de familii.

Deși populația este urbană*, peste 30 % din noile apartamente sînt executate sub formă de locuințe individuale** izolate sau în șiruri, corespunzător cerințelor populației (fig. 2). Desigur, aceasta implică eforturi mari pentru a menține

---

* Din populația de 7 950 000 de locuitori ai Suediei, 4 685 000 locuiesc în orașe, mai ales la Stockholm (1 420 000), la Gőteborg (400 000) și la Malmő (250 000). Anual se construiesc aproximativ 100 000 de apartamente.

** Mai mult de 50 % din locuințele individuale sînt amplasate pe teren liber, în localități satelit.

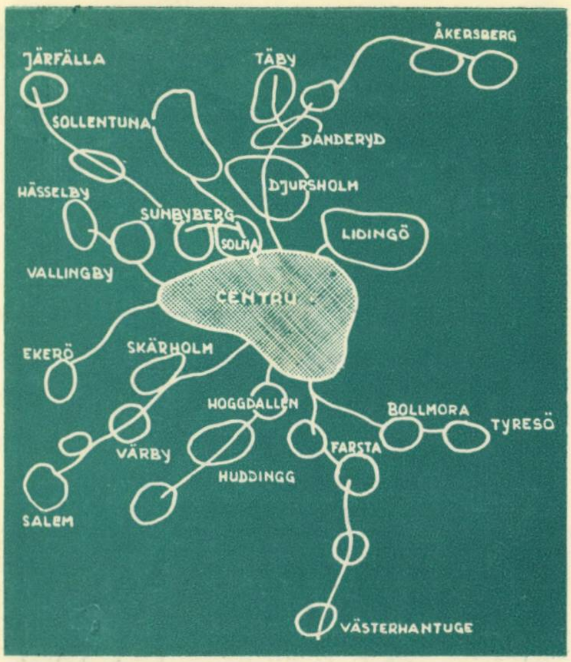

ÅKERSBERG
JÄRFÄLLA
TÄBY
SOLLENTUNA
DANDERYD
DJURSHOLM
HÄSSELBY
SUNDBYBERG
SOLNA
LIDINGÖ
VALLINGBY
CENTRU
EKERÖ
SKÄRHOLM
HOGGDALLEN
BOLLMORA
TYRESÖ
FARSTA
VÄRBY
HUDDINGG
SALEM
VÄSTERHANTUGE

Fig. 1 — Orașul Stockholm, cu indicarea zonei centrale în care locuiesc aproximativ 300 000 de persoane și sînt amplasate numeroase întreprinderi și instituții ai căror salariați locuiesc în orașele satelit situate în jur

prețul de cost la un nivel cît mai scăzut, cea mai mare parte a acestor locuințe fiind realizate cu sprijinul statului.

Indiferent de soluția constructivă adoptată, în funcție de întreprinderea care va executa lucrarea, încă de la stabilirea planului de sistematizare se ține seamă de condiția că investițiile pot fi reduse simțitor dacă se asigură o amplasare compactă și serii relativ mari de imobile identice. Apropierea construcțiilor una de alta reduce lungimea și deci costul rețelelor de apă, canal, energie și drumuri. Suprafața restrînsă de grădină atribuită fiecărei familii nu constituie un inconvenient, deoarece pădurea se află în imediata vecinătate a imobilelor. Experiența de pînă acum a întreprinderilor de construcții arată (fig. 3) că la clădiri care fac parte dintr-un șir de obiecte identice, numărul de ore de lucru necesare pentru fiecare obiect în parte scade simțitor cînd seria crește.

În cazul noilor unități rezidențiale, întreprinderile de execuție beneficiază de avantajele producției de masă, putînd perfecționa sistemele constructive și metodele de execuție.

Trebuie să menționăm faptul că, spre deosebire de alte regiuni locuite, în Suedia nu se

Fig. 3 — Scăderea duratei de execuție în raport cu numărul de obiecte identice executate de același șantier

n — numărul de obiecte ; *h* — numărul de ore necesare pentru executarea unui obiect într-o serie de *n* asemănătoare ; *1* — timpul calculat (prevederi) ; *2* — timpul realizat (determinări la șantier)

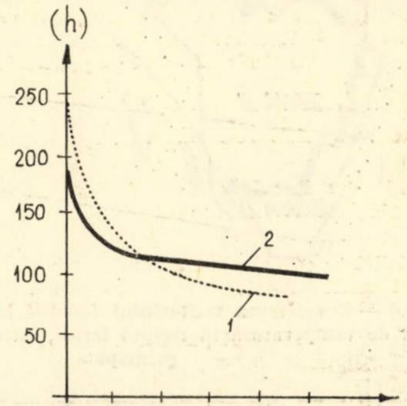
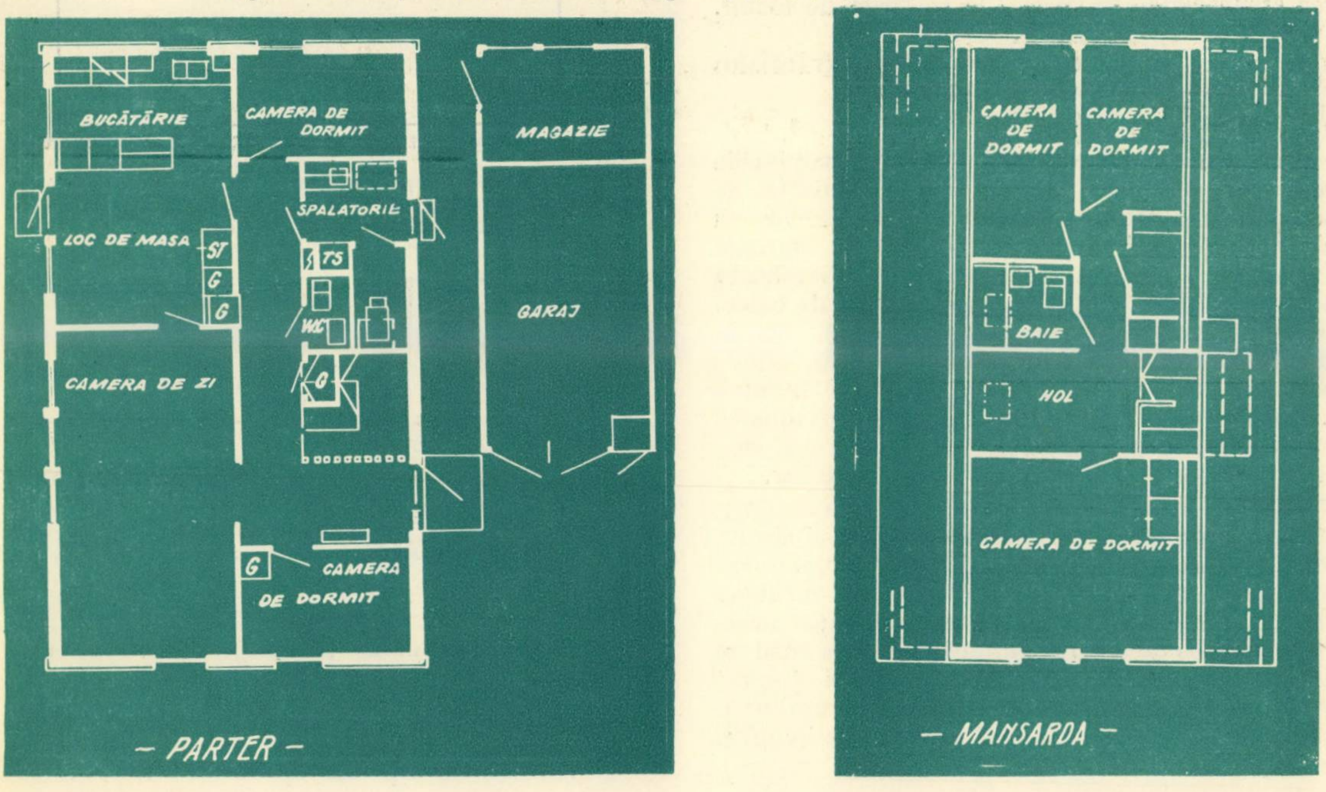


Fig. 2 — Locuință individuală izolată cu parter, garaj și spațiu locuibil în mansardă


BUCĂTĂRIE
CAMERA DE DORMIT
MAGAZIE
SPALATORIE
LOC DE MASA
ST
G
G
TS
WC
G
GARAJ
CAMERA DE ZI
G
CAMERA DE DORMIT
- PARTER -
CAMERA DE DORMIT
CAMERA DE DORMIT
BAIE
HOL
CAMERA DE DORMIT
- MANSARDA -

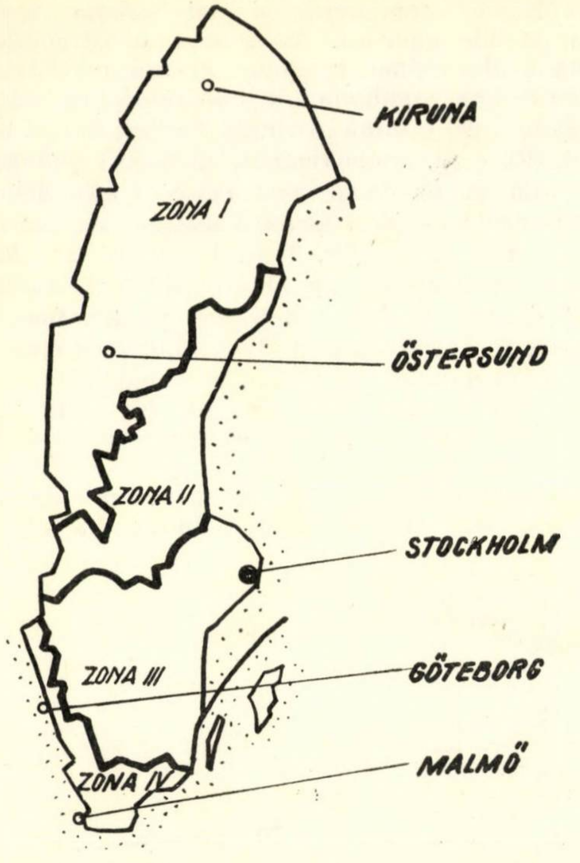


Fig.4 — Zonificarea teritoriului Suediei în raport cu condiţiile de temperatură în timpul iernii, cu indicarea oraşelor principale

manifestă mişcări seismice, iar terenul de fundaţie este în general favorabil. În aceste condiţii, factorii climatici sînt determinanţi pentru stabilirea structurilor, în special la clădirile de locuit.

II. CLIMA ŞI INFLUENŢA EI ASUPRA STABILIRII CARACTERISTICILOR CONSTRUCTIVE ALE CLĂDIRILOR

Deşi Suedia este o ţară nordică, provinciile cele mai populate beneficiază de condiţii de temperatură relativ favorabile, comparabile cu ale unor regiuni situate mai la sud, în Europa. În figura 4 se prezintă zonificarea oficializată a teritoriului în raport cu temperatura de calcul pentru construcţii pe timp de iarnă, iar în figura 5, variaţia temperaturii medii în cîteva localităţi principale. Trebuie subliniat în mod deosebit faptul că iernile sînt lungi şi umede, cu zile scurte şi lumină puţină. Vara însă, soarele înfierbîntă puternic faţadele clădirilor.

Factorii hotărîtori pentru dimensionarea structurilor îi constituie cerinţele de confort şi economicitatea în exploatare. Deşi temperaturile sînt moderate iarna, totuşi perioada de încălzire este îndelungată. Costul energiei destinate acestui scop este de cca 1,5 miliarde coroane suedeze anual, valoare considerabilă, a cărei importanţă este cu atît mai mare cu cît combustibilul necesar este în cea mai mare parte lichid şi se importă.

Aceste condiţii au determinat în ultima perioadă o orientare hotărîtă către sporirea substanţială a capacităţii de izolare termică a clădirilor, orientare favorizată prin măsuri administrative (valoarea creditului acordat pentru construcţia unei locuinţe este mai mare în cazul cînd se asigură o rezistenţă sporită la trecerea

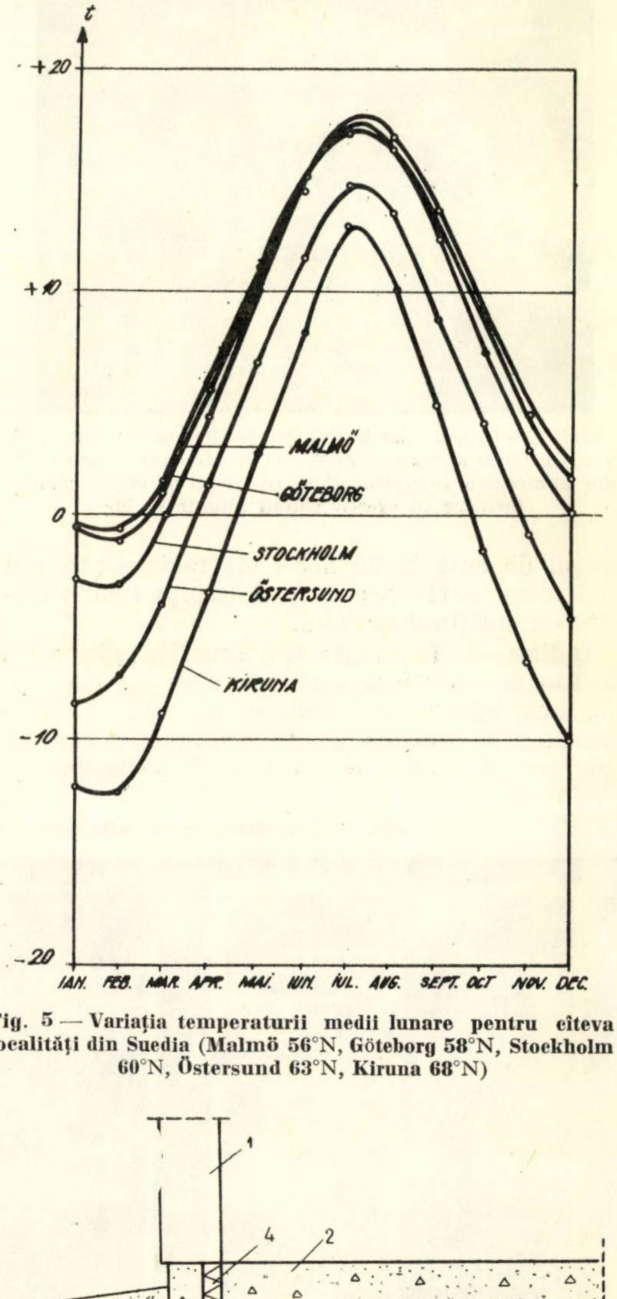


Fig. 5 — Variaţia temperaturii medii lunare pentru cîteva localităţi din Suedia (Malmö 56°N, Göteborg 58°N, Stockholm 60°N, Östersund 63°N, Kiruna 68°N)

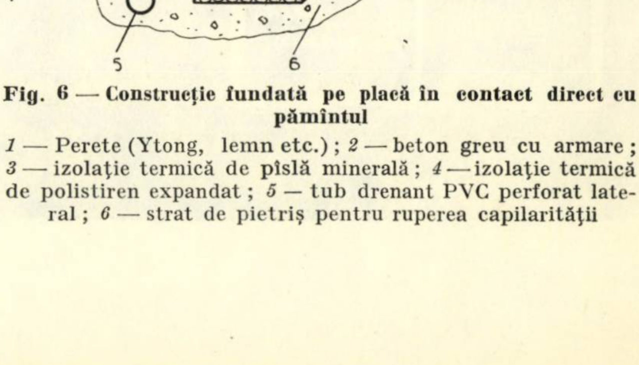


Fig. 6 — Construcţie fundată pe placă în contact direct cu pămîntul

1 — Perete (Ytong, lemn etc.); 2 — beton greu cu armare; 3 — izolaţie termică de pîslă minerală; 4 — izolaţie termică de polistiren expandat; 5 — tub drenant PVC perforat lateral; 6 — strat de pietriş pentru ruperea capilarităţii

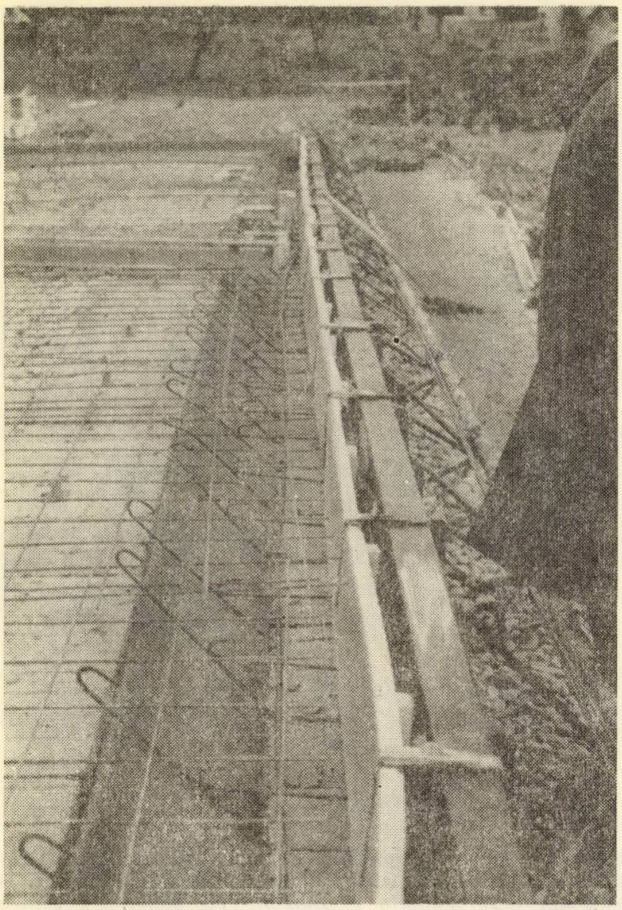
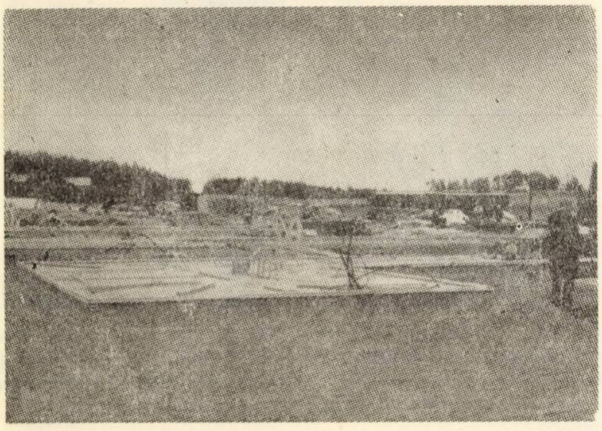


Fig. 7 *a* — Construcţie executată direct pe pămînt. Vedere înainte de turnarea betonului de fundaţie. Se observă armăturile aşezate peste izolaţia de pîslă minerală; se disting de asemenea izolaţia termică verticală (polistiren expandat) şi cofrajul metalic pentru soclu susţinut de o structură cu zăbrele.

căldurii). În genere, la noile construcţii permeabilitatea termică a pereţilor este de ordinul $K = 0{,}30$ kcal/m²h°C $\left(K = \dfrac{1}{R_o}\right)$, şi mai mică la acoperiş şi planşeul primului nivel.

Atingerea acestor parametri implică un important program de cercetări teoretice şi experimentale, la care participă şi catedra de tehnologia construcţiilor din cadrul Şcolii politehnice superioare regale din Stockholm.

Fig. 7 *b* — Vederea fundaţiei după turnarea betonului şi decofrare. Se observă garnitura de pîslă minerală peste care se vor aşeza panourile de pereţi de lemn



În cele ce urmează prezentăm unele caracteristici constructive şi sisteme de execuţie aplicate în Suedia pentru realizarea locuinţelor individuale.

III. SISTEME DE FUNDAŢII

Indiferent de gradul de prefabricare a structurilor, fundaţiile directe se execută pe loc. Se pot distinge trei soluţii de principiu, a căror aplicare depinde de condiţiile de teren, de metodele de execuţie şi, într-o anumită măsură, de posibilitatea de a folosi încăperile de la demisol. În toate cazurile există o preocupare evidentă pentru simplificarea procesului de execuţie şi pentru reducerea pierderilor de căldură ale construcţiei prin pămînt.

a) Construcţiile cu placă de beton în contact direct cu pămîntul reprezintă cea mai simplă soluţie de fundare. În acest caz, pardoseala se contopeşte cu fundaţia. În figura 6 poate fi urmărit un exemplu caracteristic. Se pot observa măsurile luate pentru a împiedica ascensiunea capilară a apei şi pentru a limita pierderile de căldură spre pămînt şi exteriorul clădirii. Stratul de pîslă, care îndeplineşte funcţiuni complexe, trebuie să fie suficient de rigid pentru a prelua eforturile de compresiune fără deformaţii supărătoare. Betonul se armează. În figura 7 se prezintă o vedere înainte de turnarea betonului de fundaţie.

b) Construcţiile cu spaţiu de aer între pămînt şi planşeul primului nivel prezintă avantaje

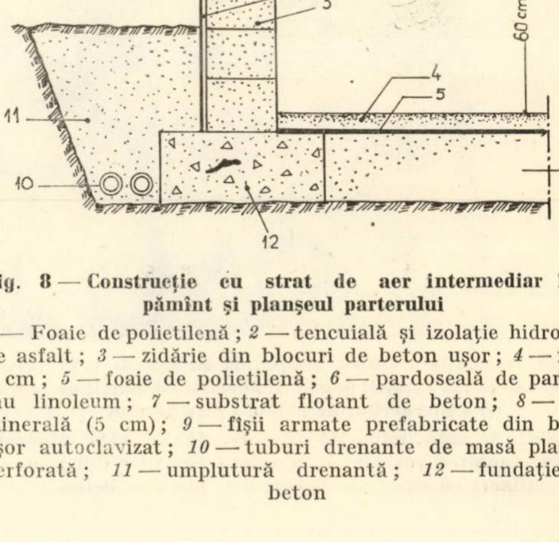


Fig. 8 — Construcţie cu strat de aer intermediar între pămînt şi planşeul parterului

1 — Foaie de polietilenă; *2* — tencuială şi izolaţie hidrofugă de asfalt; *3* — zidărie din blocuri de beton uşor; *4* — nisip 3 cm; *5* — foaie de polietilenă; *6* — pardoseală de parchet sau linoleum; *7* — substrat flotant de beton; *8* — vată minerală (5 cm); *9* — fîşii armate prefabricate din beton uşor autoclavizat; *10* — tuburi drenante de masă plastică perforată; *11* — umplutură drenantă; *12* — fundaţie de beton

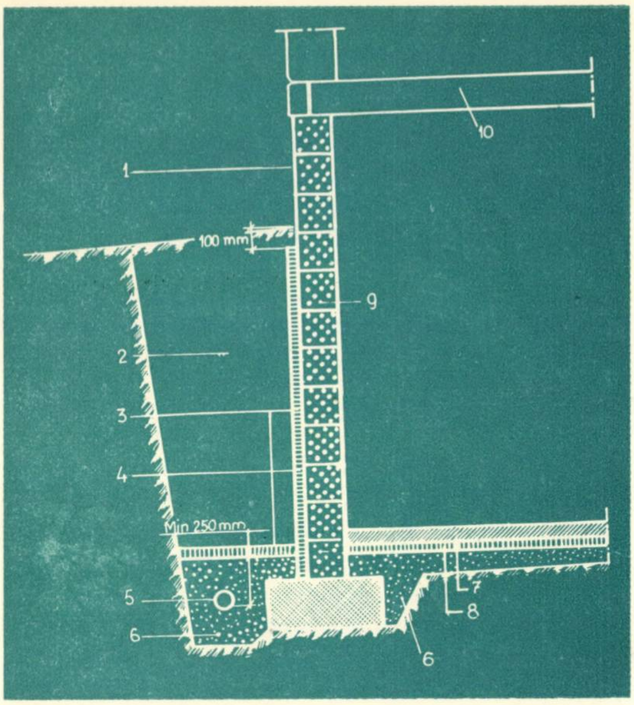


Fig. 9 — Construcție cu demisol locuibil experimentată de Catedra de tehnologia construcțiilor din Stockholm

1 — Tencuială cu mortar de ciment la soclu ; *2* — umplutură de pămînt ; *3* — vată minerală ; *4* — izolație hidrofugă permeabilă la vapori de apă (se studiază posibilitatea de a renunța la aceasta) ; *5* — tub drenant PVC ; *6* — nisip grăunțos sau pietriș ; *7* — beton greu ; *8* — vată minerală ; *9* — zidărie cu blocuri mici de beton ușor ; *10* — fîșie de planșeu

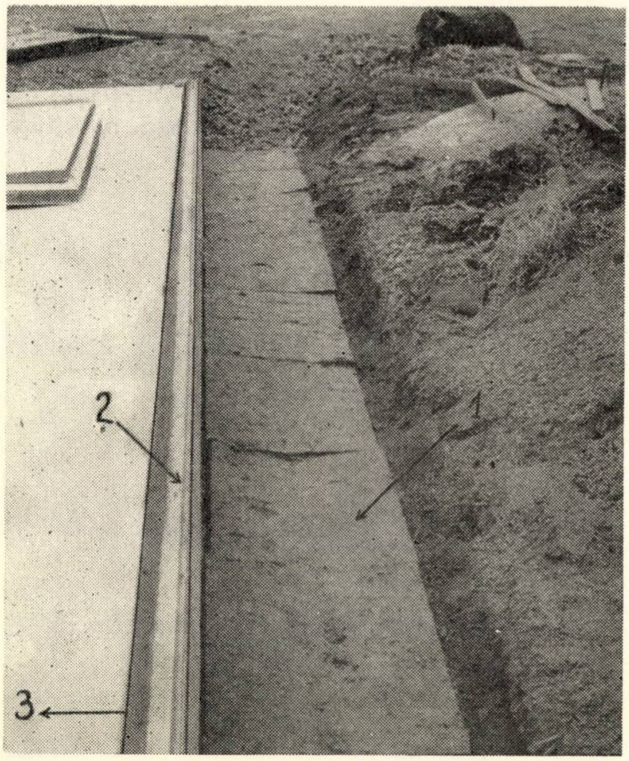


Fig. 10 — Izolație termică orizontală cu fîșii de vată minerală la exteriorul clădirii pentru reducerea adîncimii de îngheț și a pierderilor de căldură prin pămînt

1 — Fîșii de vată minerală ; *2* — banda de vată minerală pentru etanșarea rostului la așezarea pereților din panouri (fixare cu șipcă profilată) ; *3* — placă de beton

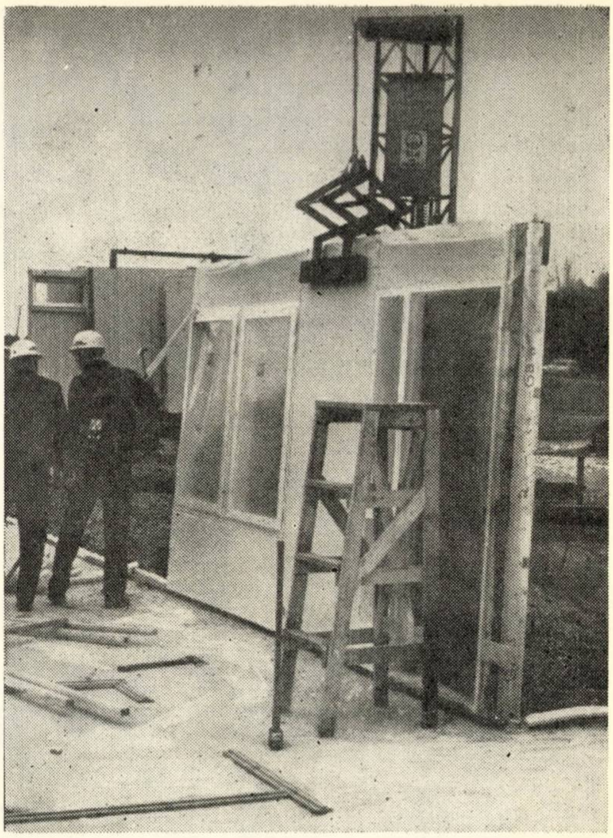


Fig. 11 — Montarea panourilor mari prefabricate (alcătuire stratificată din lemn și pîslă minerală). Ferestrele și ușile sînt gata montate și protejate cu polietilenă pentru transport

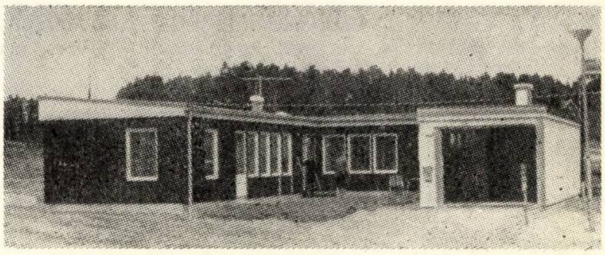


Fig. 12 — Construcția se poate da în folosință a doua zi după începerea lucrărilor de montaj

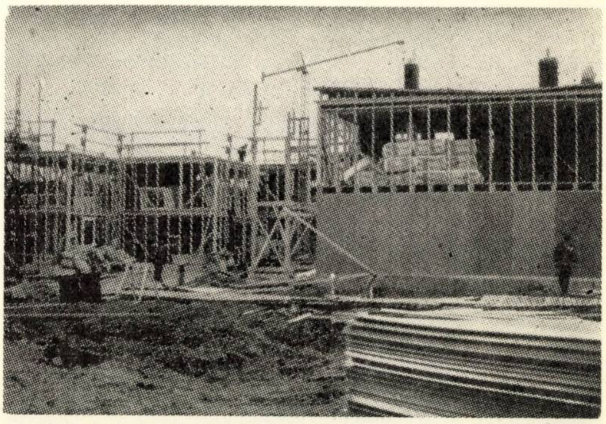


Fig. 13 — Structură executată la șantier cu piese tăiate la dimensiuni din fabrică. Materialele folosite pentru pereți, planșee și acoperiș : lemn, vată minerală, plăci de lemn aglomerat (PFL) și polietilenă

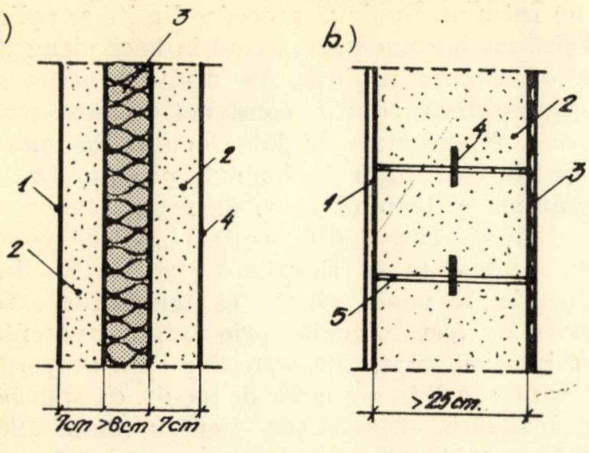

a)
3
1
2
2
4
7cm >8cm 7cm
b)
2
4
3
1
5
>25cm

Fig. 14— Soluţii constructive de pereţi din beton uşor pentru locuinţe individuale
a — Structură prefabricată (panouri stratificate 250 × × 60 × 20 cm) ; *1* — strat de acoperire din Preobas (prefinisare din fabrică) ; *2* — beton uşor autoclavizat ; *3* — izolaţie termică polistiren expandat (Cellplast) ; *4* — strat de acoperire (tapet)
b — Structură din blocuri mici de beton uşor înzidite pe şantier fără mortar ; *1* — tencuială subţire ; *2* — blocuri mici de beton uşor Ytong (400 kg/m³) ; *3* — strat de acoperire şi tapet ; *4* — pene de solidarizare din PVC ; *5* — rost uscat

în cazul cînd terenul este neregulat. În subsolul tehnic se creează condiţii favorabile pentru amplasarea conductelor de apă şi de încălzire. Izolaţia termică se dispune orizontal pe planşeu. Spaţiul de aer de sub clădire trebuie ventilat prin orificii practicate în soclu. Adeseori, pe suprafaţa pămîntului se dispune şi o barieră de vapori din polietilenă menită să împiedice evaporarea apei din teren. Măsurile susceptibile să reducă umiditatea aerului din subsolul tehnic sînt deosebit de importante în cazul cînd planşeul este executat din beton celular armat sau din lemn. Asigurarea unei comportări higrotermice favorabile în partea inferioară a clădirii s-a dovedit o problemă delicată şi nu poate fi obţinută decît pe baza unui complex de măsuri referitoare la transmisia căldurii, migraţia vaporilor de apă prin difuziune, ascensiunea capilară şi ventilaţie, care fac obiectul unor studii teoretice şi experimentale.

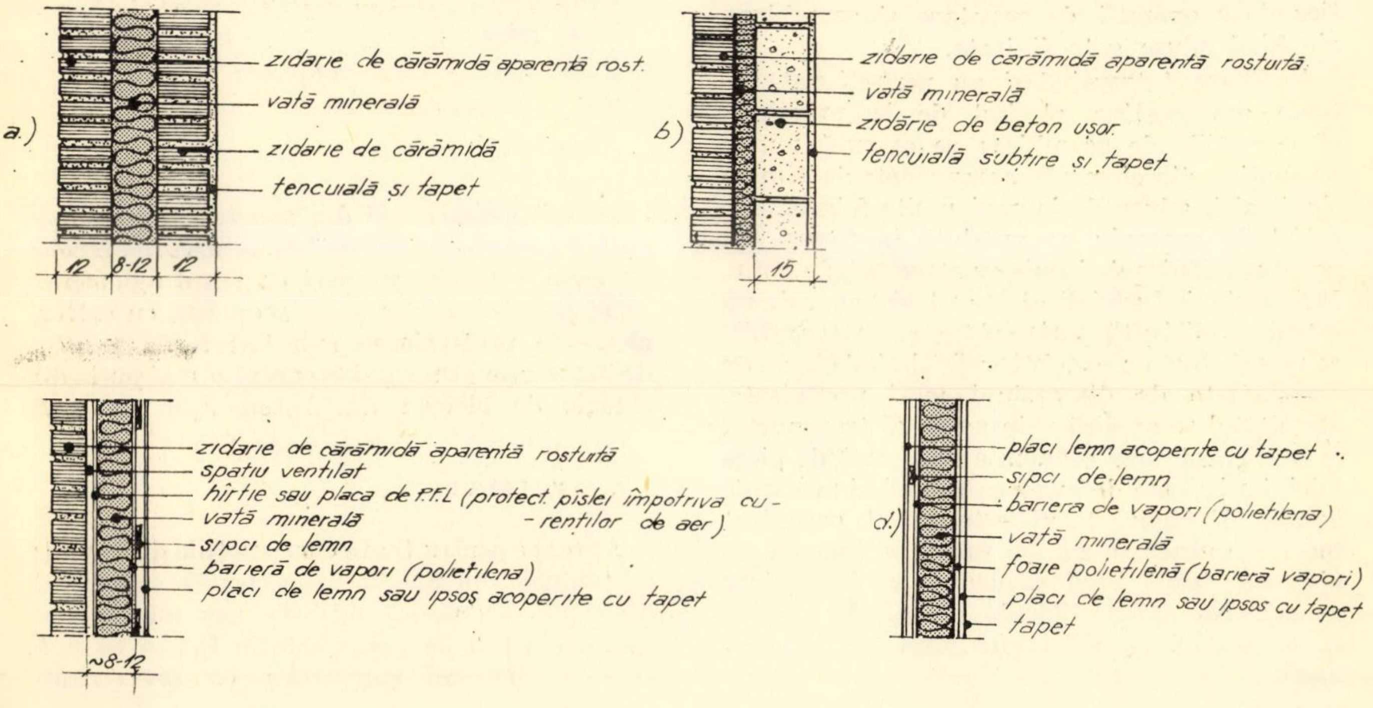
c) Construcţii cu demisol *. În trecut, spaţiul din demisol se utiliza numai ca depozit, fără a fi încălzit. În prezent, această destinaţie este lipsită de interes. Dimpotrivă, este necesar ca şi încăperile aflate la acest nivel să fie utilizabile pentru locuit.

Studii efectuate la catedra de tehnologia construcţiilor din Stockholm au dus la soluţii de tipul celei prezentate în figura 9. Structura peretelui cuprinde la exterior un strat de pîslă minerală care îndeplineşte concomitent funcţiuni de izolare termică şi de drenare a apei pe verticală. Aceasta este colectată prin tuburi de material plastic perforate. În aceste condiţii, izolaţia hidrofugă verticală poate fi redusă la o simplă vopsea de bitum, lăsînd peretelui o anumită posibilitate de a respira spre exterior. Vaporii de apă pot difuza în această direcţie sub influenţa gradientului presiunii parţiale, şi acest fapt exercită o influenţă favorabilă asupra condiţiilor de confort higrotermic în

---

* Numeroase construcţii de locuit sînt prevăzute cu demisol : 37 % din locuinţele executate în grupuri strînse şi 83 % din locuinţele individuale executate izolat.

Fig. 15— Soluţii constructive de pereţi stratificaţi din zidărie de cărămidă aparentă şi materiale de izolare termică cu executare pe şantier


a)
zidărie de cărămidă aparentă rost.
vată minerală
zidărie de cărămidă
tencuială şi tapet
12
8-12
12
b)
zidărie de cărămidă aparentă rostuită
vată minerală
zidărie de beton uşor
tencuială subţire şi tapet
15
zidărie de cărămidă aparentă rostuită
spaţiu ventilat
hîrtie sau placă de P.F.L. (protect. pîslei împotriva curentilor de aer)
vată minerală
şipci de lemn
barieră de vapori (polietilena)
plăci de lemn sau ipsos acoperite cu tapet
~8-12
d)
plăci lemn acoperite cu tapet
şipci de lemn
bariera de vapori (polietilena)
vată minerală
foaie polietilenă (barieră vapori)
plăci de lemn sau ipsos cu tapet
tapet

încăperile de la demisol. Pînă acum, construcţiile în care s-a experimentat această metodă au dat rezultate pe deplin satisfăcătoare din toate punctele de vedere.

În cadrul măsurilor pentru reducerea pierderilor de căldură la nivelul terenului trebuie menţionată dispunerea plăcilor de pîslă minerală sub trotuar (fig. 10), pe tot perimetrul clădirii. Se obţine astfel şi o reducere a adîncimii de îngheţ.

IV. SISTEME DE PEREŢI

La execuţia clădirilor mici amplasate grupat se impun tot mai mult cîteva sisteme constructive care prezintă un grad de industrializare pronunţat.

a) Unul dintre aceste sisteme constă în confecţionarea la o singură fabrică a tuturor elementelor constructive sub formă de panouri mari care se montează direct de pe vehiculul cu care sînt aduse la şantier. În figura 11 se prezintă montarea unor astfel de panouri executate din lemn, pîslă minerală, polietilenă şi plăci de tencuială uscată de ipsos. Întreaga clădire (fig. 12) poate fi montată într-o zi de lucru de o echipă de muncitori care sînt calificaţi spre a realiza toate lucrările. Orice proces umed este eliminat. Elementele prefabricate sînt gata finisate şi se transportă în înveliş de polietilenă. Greutatea proprie a construcţiei este foarte mică, asemănătoare cu aceea a unei barăci din elemente prefabricate de lemn şi trestie. Alte sisteme, apropiate în ceea ce priveşte concepţia, dar mai grele, au la bază utilizarea betoanelor uşoare sub formă de panouri mari sau blocuri. Şi în acest caz elementele aduse din fabrică suferă pe şantier doar operaţii de montare şi asamblare, ele fiind aduse gata finisate.

b) Cîteva întreprinderi au perfecţionat sisteme constructive plecînd de la principiul că operaţiile de asamblare se execută numai pe şantier, din elemente componente de dimensiuni mici, aduse de la mai multe fabrici. Un astfel de exemplu se prezintă în figura 13, pentru o clădire de locuit cu structură de lemn. Mai puţin industrializat, acest sistem asigură totuşi o eficienţă satisfăcătoare, comparabilă ca preţ de cost cu cea obţinută folosind elemente prefabricate de dimensiuni mari prefinisate. Rezultatul se explică prin aceea că transportul la şantier este mai economic sub formă de piese mici, iar la locul de lucru se pot folosi macarale uşoare. Evident, totul este astfel organizat încît la şantier să nu fie necesare operaţii de ajustare, totul fiind procurat la dimensiuni exacte. Nu există finisaje umede. În acelaşi timp, şi aici se presupune execuţia în serii mari.

c) Între aceste două procedee limită se aplică şi sisteme intermediare, avînd la bază elemente de dimensiuni mijlocii. Pe multe şantiere se întîlnesc încă soluţii constructive concepute spre a fi executate la faţa locului. Ca materiale de bază intervin lemnul, pîsla minerală, cărămida şi betonul uşor, de regulă în pereţi stratificaţi. Cîteva din aceste tipuri de pereţi sînt prezentate în figurile 14 şi 15. În linii generale, se poate afirma că tencuielile exterioare au fost înlocuite prin faţade aparente. La interior, suprafaţa pereţilor este acoperită cu tapete, atît în camerele de locuit, cît şi în băi şi bucătării. Statisticile pentru anul 1967 arată următoarele procente privind folosirea materialelor de construcţie la pereţii exteriori :

Îmbrăcăminţi exterioare la pereţi
(% din numărul de case)

Lemn	23%	
Cărămidă	66%	aparentă
Cărămidă silico-calcară	4%	
Tencuială	2%	
Plăci de azbociment	2%	
Tablă (Al, Cu, INOX)	2%	
Diverse (placaje etc.)	1%	

Izolaţii termice la pereţi exteriori
(% din numărul de case)

Beton	5%
Plăci aglomerate poroase din lemn	3%
Pîslă minerală	81%
Polistiren expandat (cellplast)	1%
Talaş de lemn (stabilit)	3%
Diverse (plută etc.)	7%

Pereţii despărţitori din apartamente se execută de asemenea din materiale uşoare : schelet de şipci acoperit cu plăci de lemn aglomerat, plăci prefabricate de ipsos acoperite cu carton, elemente prefabricate sub formă de panouri de beton uşor (Ytong şi Siporex) şi mai puţin din zidărie de blocuri din beton uşor tencuită.

V. ACOPERIŞURI

Aproape pentru toate construcţiile de locuinţe individuale din Suedia acoperişurile se execută din lemn, cu pantă mijlocie sau mare, după una din schemele prezentate în figura 16 *a*, *b*, care se livrează şantierelor ca prefabricate

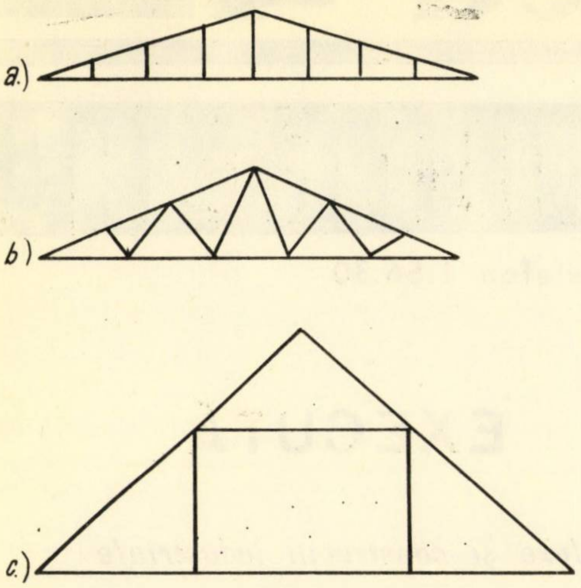


Fig. 16 — Scheme de acoperişuri pentru locuinţe individuale

a — Ferme cutie cu pantă redusă (5 %) ; *b* — ferme cu zăbrele cu pantă mijlocie ; *c* — şarpantă cu mansardă

sub formă de panouri plane ori spaţiale. Se preferă adesea schema mansardată din figura 16 *c*, deoarece aceasta permite executarea în etape, cu extinderea spaţiului locuibil la mansardă pe măsură ce familia se dezvoltă şi are posibilitatea de a face noi investiţii.

Ca materiale de învelitoare se utilizează ţiglă, azbociment şi carton asfaltat. O statistică recentă privind materialele folosite la locuinţe individuale izolate, executate în afara grupurilor mari, arată următoarele procente de utilizare :

ţiglă ceramică	40 %
ţiglă de beton colorată	30 %
carton asfaltat	23 %
tablă	2 %
plăci de azbociment	4 %
diverse	2 %

VI. CONCLUZII

Orientarea către executarea unui mare număr de locuinţe individuale este în creştere şi cu siguranţă că această tendinţă va continua, accentuîndu-se pe măsură ce se fac simţite efectele favorabile ale acestui gen de construcţii şi se pot găsi posibilităţi noi de reducere a preţului de cost.

Experienţa de pînă acum arată că la executarea locuinţelor individuale, izolate sau în şiruri, este deosebit de important să se asigure o grupare cît mai strînsă pe teren în loturi de cel puţin 50 de case executate simultan. Reducerea preţului de cost la şantier se poate asigura acţionînd în direcţia simplificării operaţiilor prin livrare de elemente prefabricate cu abateri dimensionale neglijabile, gata finisate. Precauţiile la transport influenţează de asemenea costul lucrărilor, eliminînd munca suplimentară pentru reparaţii.

Costul construcţiilor în exploatare reprezintă de asemenea un factor economic hotărîtor. În această privinţă au o importanţă deosebită acele sisteme constructive care nu mai necesită întreţineri periodice, cum sînt, de pildă, faţadele din zidărie de cărămidă aparentă. Tot atît de importantă este adoptarea unor pereţi cu capacitate de izolare la transmisia căldurii superioară faţă de prevederile normelor în vigoare, astfel încît costul iniţial al instalaţiilor de încălzire şi consumul anual de combustibil să reprezinte un minim.

Întreprinderile de construcţii din Suedia se preocupă în mod deosebit de găsirea unor căi pentru reducerea preţului de cost la lucrările de locuinţe individuale, atît prin îmbunătăţiri privind concepţia de amplasare şi alcătuire a structurilor, cît şi prin perfecţionarea metodelor de execuţie.

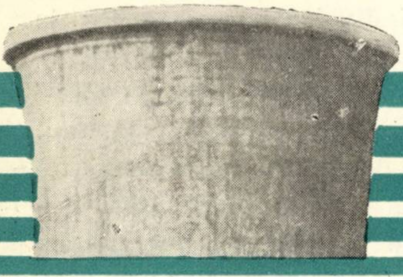
Intreprinderea 4

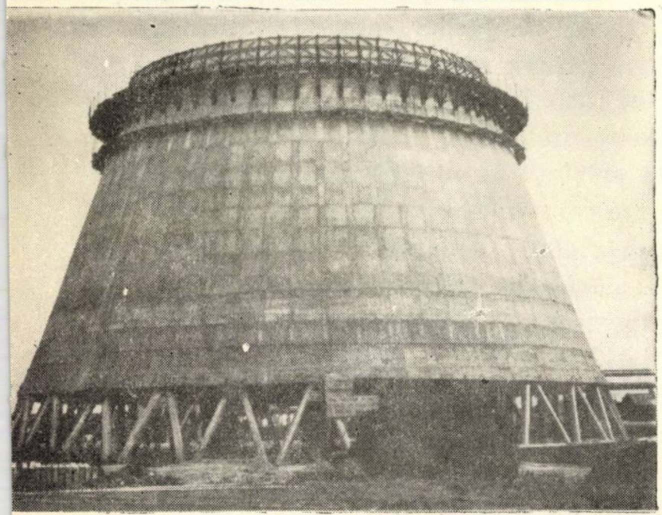
CONSTRUCTII MONTAJ-IAŞI

Str. Republicii nr. 61 • telefon 1.56.30

EXECUTĂ

- *complexe și construcții industriale*
- *lucrări speciale de beton armat, beton precomprimat, montaje de prefabricate, castele de apă, silozuri, coșuri de fum, turnuri de răcire*
- *construcții metalice*
- *complexe agro-zootehnice*
- *studii și proiecte de organizare a întreprinderilor și șantierelor de construcții*
- *analize, încercări și studii de laborator asupra agregatelor, lianților betonului armat și precomprimat, oțelului-beton*





DE PESTE HOTARE

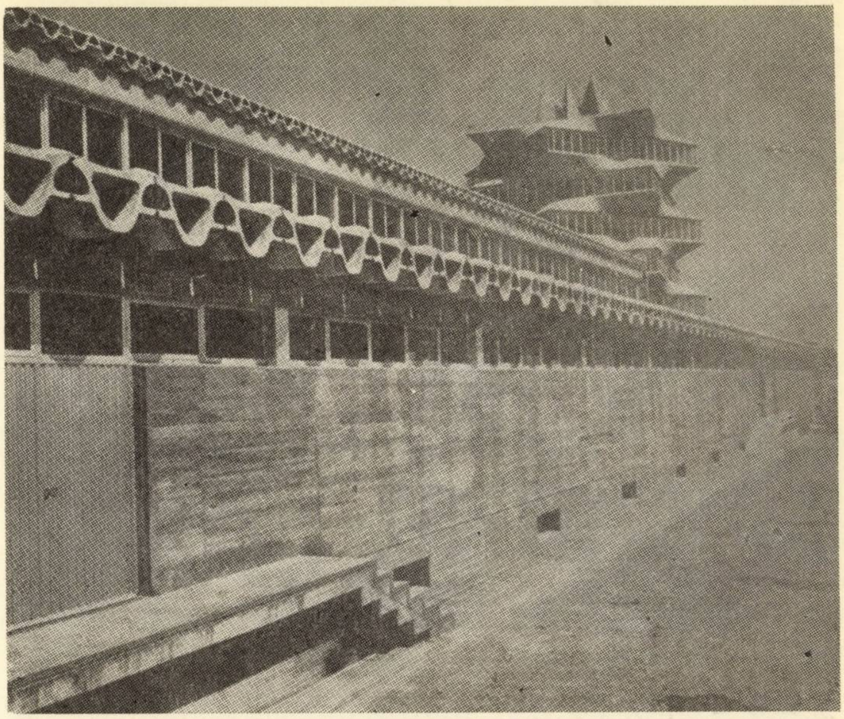
O UZINĂ CARE NU POATE TRECE NEOBSERVATĂ

În apropiere de autostrada Barajas — Madrid, atenţia automobiliştilor este atrasă de noua clădire a laboratoarelor Jorba. Arhitectul care a proiectat-o este un mare partizan al prefabricatelor de beton cu goluri; el îşi exploatează propriile brevete în două uzine create de el şi a căror producţie este parţial absorbită de şantierele sale.

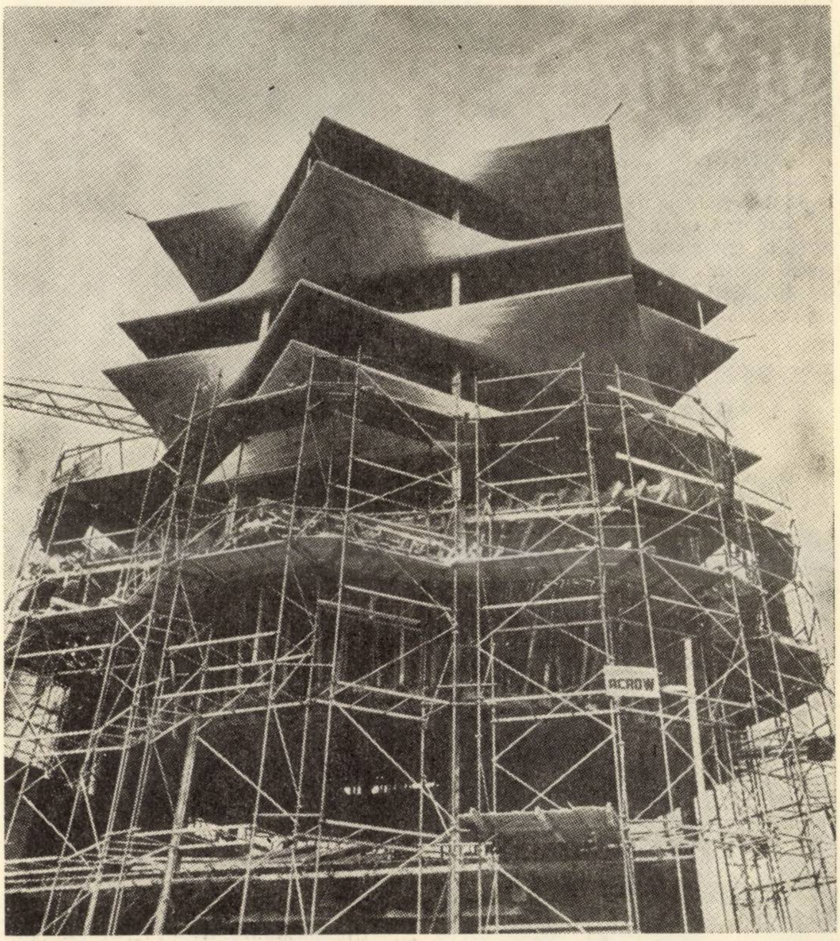
Mai multe dintre brevetele sale au fost vîndute unor societăţi britanice şi americane.

Clădirea laboratoarelor Jorba este acoperită aproape în totalitate cu elemente profilate cu goluri din beton precomprimat, de mică grosime. Cu 75% mai uşoare decît elementele pline de aceleaşi dimensiuni, aceste prefabricate prezintă o capacitate ridicată de izolare, nemainecesitînd nici o altă acoperire. Forma lor a fost studiată pentru a răspunde proprietăţilor intrinsece ale betonului armat şi procesului său de execuţie. Efectul decorativ pe care îl produc extremităţile acestor elemente de acoperiş, declară arhitectul, nu este decît o incidenţă, dar cornişa formată de ele este de o reală valoare estetică; stilul ei baroc contrastează cu simplitatea liniei betonului monolit al pereţilor care îmbracă scheletul metalic al construcţiei.

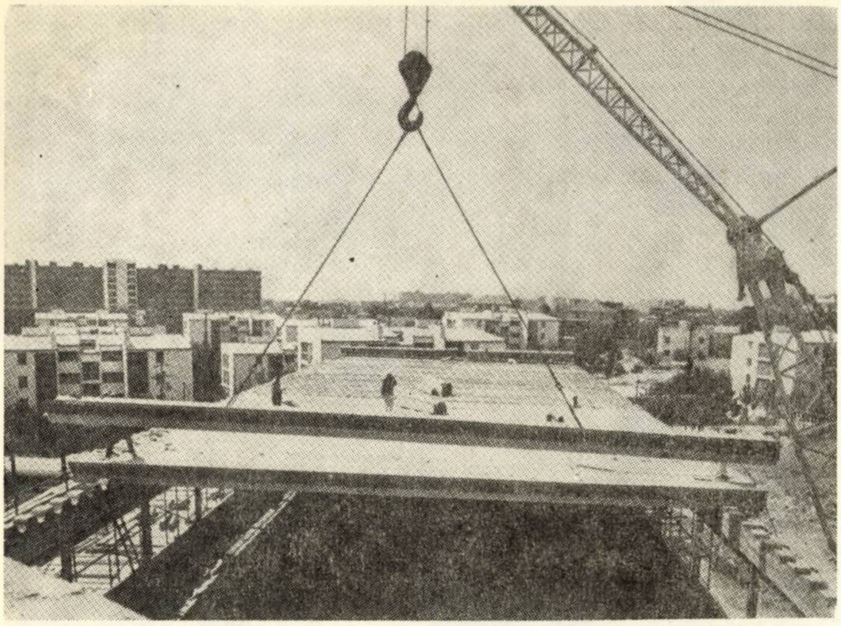
Partea cea mai originală a clădirii rămîne însă turnul ,,pagodă'', în care sînt situate birourile şi biblioteca şi care serveşte în acelaşi timp unor scopuri publicitare. Cele şase niveluri de formă pătrată, cu latura de 16 m, care se suprapun alternativ cu un decalaj în unghi de 45°, sînt legate între ele prin suprafeţe în formă de paraboloizi hiperbolici, care preiau încărcarea în consolă în cele patru colţuri ale fiecărui etaj.



Vedere laterală punînd în relief efectul arhitectonic rezultat din combinaţia pereţilor de beton monolit aparent cu cornişele neobişnuite realizate din elemente prefabricate de acoperiş dominate de silueta exotică a turnului pagodă



O foarte reuşită cofrare a precedat punerea în operă a betonului. Silueta turnului, cu suprafeţele sale hiperboloidice reflectînd soarele, a fost socotită suficientă ca ornamentaţie



Construirea clădirii, cu excepția turnului, a fost o operație rapidă, grație prefabricatelor cu goluri care se incastrează în grinzile crenelate special

Această triangulație a turnului contrastează cu continuitatea formelor masive de beton armat; unitatea ansamblului este totuși asigurată de omogenitatea materialului și de vigoarea liniilor orizontale. S-a avut în vedere să nu se supraîncarce linia turnului, care constituie un factor de animație a ansamblului arhitectonic. Pervazuri din aluminiu eloxat, de o concepție foarte simplă, lasă lumina să pătrundă nestingherit prin totalitatea fațadelor; ele sînt prevăzute, din motive de climatizare, cu sticlă filtrantă de o nuanță verzuie. În rest, uzina a fost proiectată tehnologic de așa manieră încît materia primă să parcurgă cel mai scurt drum posibil pînă la ambalarea și expedierea produsului finit. Grija pentru eficacitate a conducerii firmei coincide deci cu concepțiile inovatoare ale arhitectului.

PIAȚĂ ACOPERITĂ LA ARGENTEUIL

Acoperișul pieței este o cupolă de 30 m diametru avînd săgeata de 7,50 m. Scheletul cupolei este metalic și se compune în esență din arce concentrice din țeavă de oțel Ø 244,5 mm, asamblate în vîrf pe un inel de 4 m diametru și rezemînd pe o centură de beton în partea de jos.

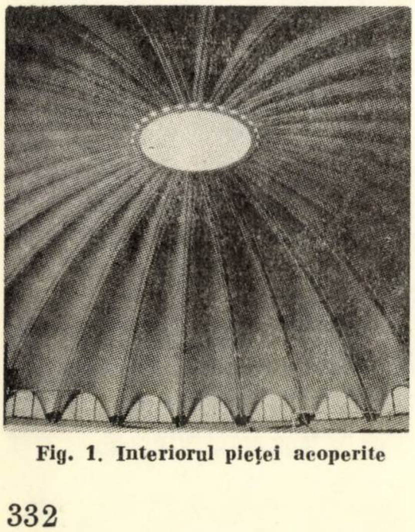


Fig. 1. Interiorul pieței acoperite

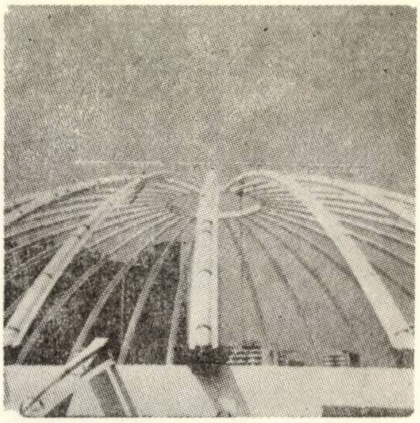


Fig. 2. Detalii ale scheletului metalic

Învelitoarea de acoperiș se compune din bolți subțiri ce se montează între arce și se fixează pe ele. Inelul central este obturat de o cupoletă ce se poate deschide cu ajutorul unor verine.

Cupoleta și vutele sînt din poliester armat, cupoleta este translucidă, iar vutele sînt prevăzute cu un strat de protecție din ,,Gel-Coat''.

INDUSTRIALIZAREA CONSTRUCȚIILOR

PROCEDEUL COSTAMAGNA

Un ansamblu de procedee de prefabricare, de la grinzișoare precomprimate, la elemente de planșee, pereți interiori și exteriori, grinzi de mare secțiune, elemente de poduri, pasarele etc. În contrast cu alte procedee care constituie pentru fiecare dintre ele un ansamblu în care elementele de fațadă, pereți interiori și planșee nu pot fi disociate unele de celelalte, acest procedeu prezintă o gamă diversificată în care fiecare tip de element poate fi utilizat fie într-un ansamblu prefabricat omogen, fie asociat cu elemente de fabricare și procedee diferite și chiar cu metode clasice (de exemplu : fațade prefabricate folosite la structuri de beton armat monolit).

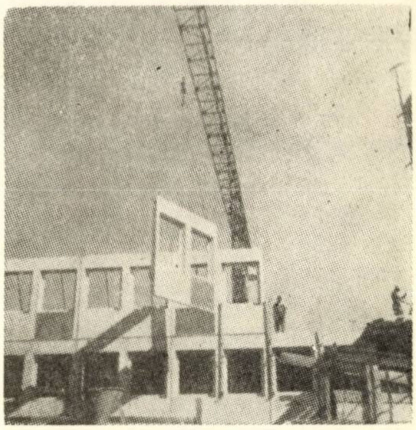


Fig. 1. Prefabricate grele. Montarea elementelor de fațadă portante, în care betonul este asociat cu cărămizi cu goluri

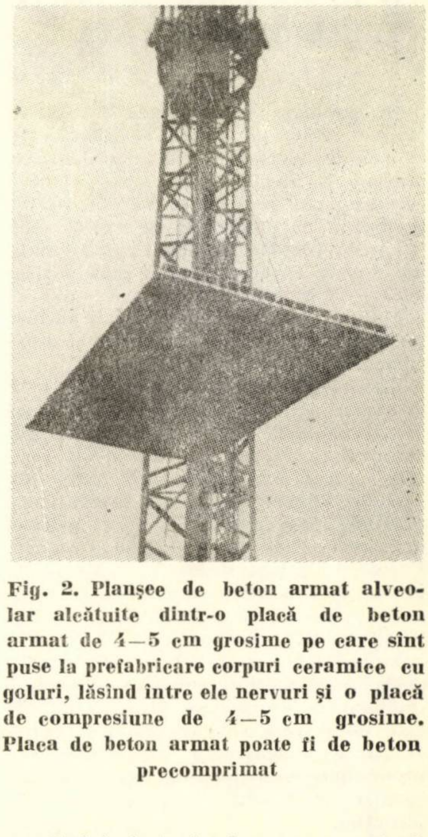


Fig. 2. Planșee de beton armat alveolar alcătuite dintr-o placă de beton armat de 4–5 cm grosime pe care sînt puse la prefabricare corpuri ceramice cu goluri, lăsînd între ele nervuri și o placă de compresiune de 4–5 cm grosime. Placa de beton armat poate fi de beton precomprimat

Prăbuşirea parţială a unui bloc turn din panouri mari în Anglia

În ziua de 16 mai 1968, în cartierul Newham din Londra, a avut loc prăbuşirea unei părţi a blocului turn cu 22 etaje ,,Ronan Point'' ca urmare a unei explozii de gaze în bucătăria unui apartament situat la etajul 18. În urma acestei explozii s-a prăbuşit pe toată înălţimea celor 22 de etaje colţul de sud-est al imobilului (fig. 1), provocînd victime omeneşti cifrate la 4 morţi şi 17 răniţi, precum şi pagube materiale considerabile.

Acest accident survenit unei clădiri executate din panouri mari prefabricate a provocat multă vîlvă în Anglia, în special după apariţia în noiembrie 1968 a raportului Comisiei de experţi care a analizat cauzele prăbuşirii. Ca urmare, au fost elaborate prescripţii tehnice deosebit de severe, decizii de consolidare a unor imobile existente şi, în unele cazuri, s-a trecut chiar la evacuarea unui număr de imobile prefabricate considerate ca necorespunzătoare sub aspectul securităţii. S-a ridicat însă obiecţia că aplicarea acestor măsuri destinate numai clădirilor din panouri mari ar duce la o scumpire sensibilă a acestora şi ar compromite dezvoltarea sistemului fără o justificare valabilă. În legătură cu aceasta, şi în special pentru a se evita exagerări şi interpretări simpliste, revista franceză ,,Annalles de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics'' a publicat textul integral al raportului Comisiei de experţi britanici din noiembrie 1968, observaţii critice asupra raportului, făcute de specialişti francezi în problemele structurilor de beton armat, precum şi o analiză a circumstanţelor accidentului prin prisma principiilor de bază adoptate în recentele Recomandări Internaţionale ,,Structuri

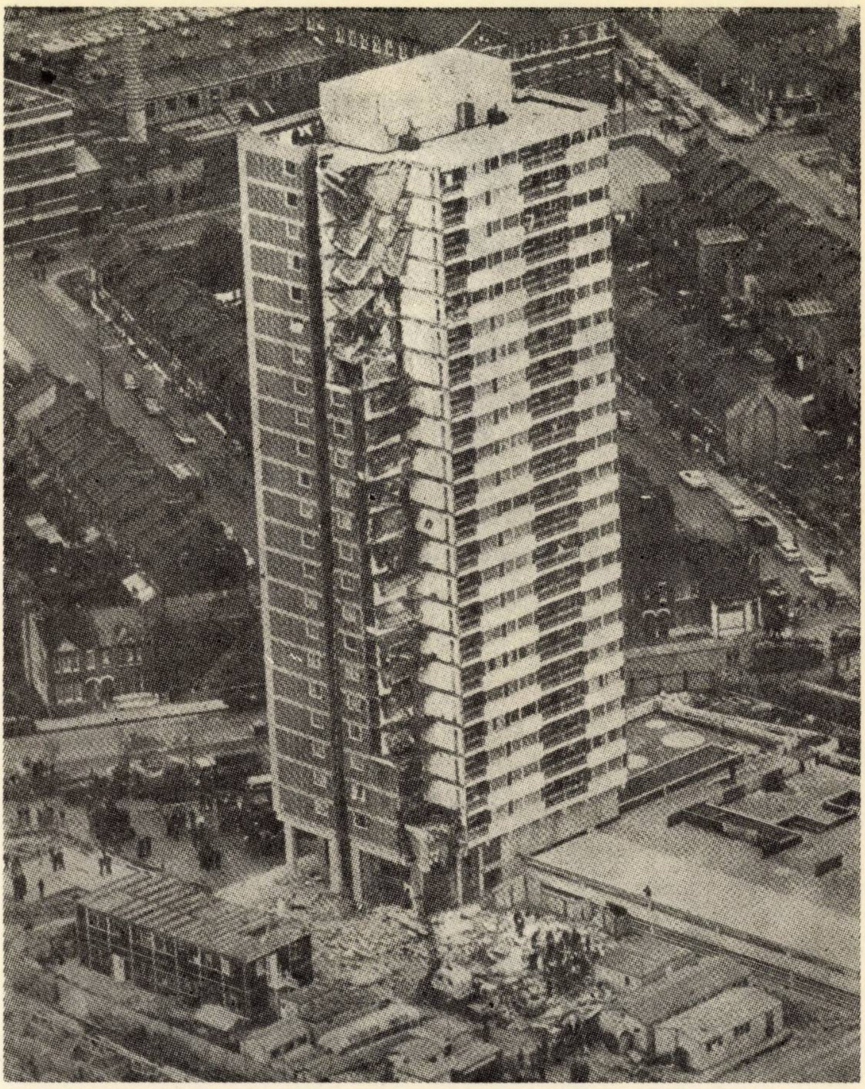
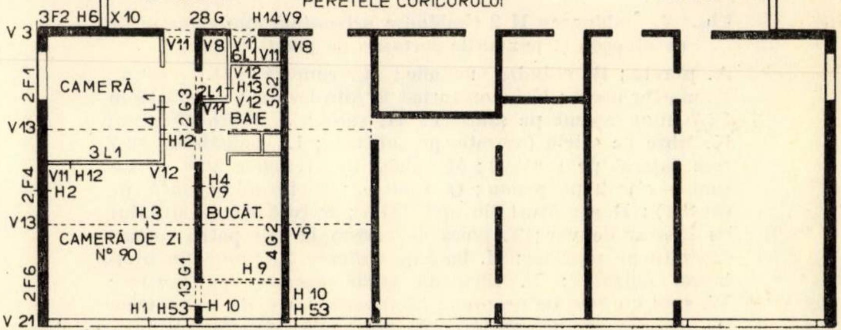


Fig. 1. Vedere aeriană a blocului turn Ronan Point după prăbuşirea colţului de sud-est al clădirii

Fig. 2. Schema pereţilor portanţi ai blocului turn Ronan Point


FEREASTRĂ
PERETELE CORIDORULUI
FEREASTRĂ
3F2 H6
X 10
28 G
H14 V9
V 3
V11
V8
V11
6L1 V11
V8
V12
2L1
H13
V12
5G2
V11
2G3
CAMERĂ
4L1
BAIE
2F1
V13
H12
3L1
V11 H12
V12
2F4
H2
H4
V9
BUCĂT.
H 3
V13
CAMERĂ DE ZI
N° 90
4G2
V9
2F6
13G1
H 9
H1 H53
H 10
H 10
H 53
V 21
V1
3F1
V4
V4

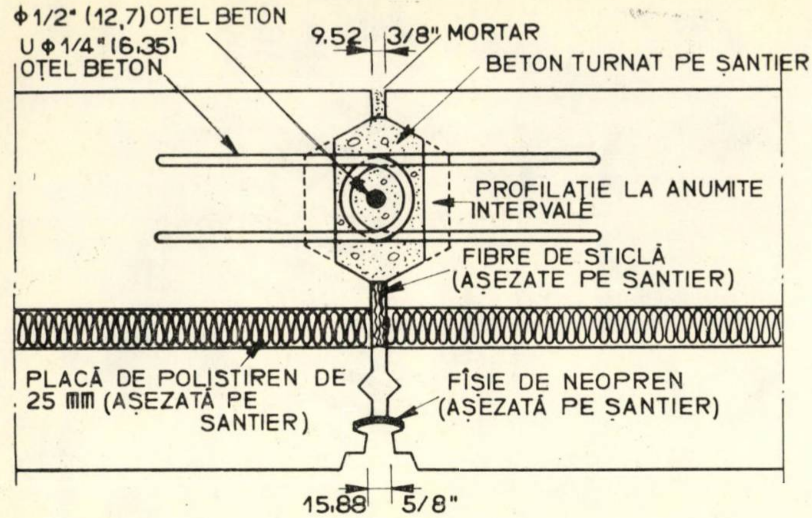

Φ1/2" (12,7) OȚEL BETON
U Φ1/4" (6,35) OȚEL BETON
9,52
3/8" MORTAR
BETON TURNAT PE ȘANTIER
PROFILAȚIE LA ANUMITE INTERVALE
FIBRE DE STICLĂ (AȘEZATE PE ȘANTIER)
PLACĂ DE POLISTIREN DE 25 mm (AȘEZATĂ PE ȘANTIER)
FÎȘIE DE NEOPREN (AȘEZATĂ PE ȘANTIER)
15,88
5/8"

Fig. 3. Îmbinarea V 13 (îmbinare verticală între panourile de pereți portanți)

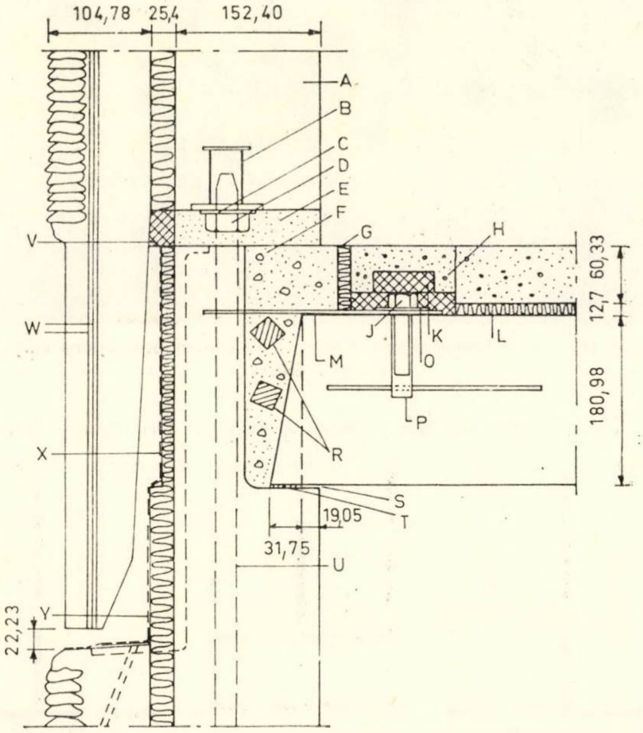


Fig. 4. Îmbinarea H 2 (îmbinare orizontală dintre panourile de planșeu și panourile portante de pereți exteriori)

A. perete ; B. cilindru metalic ; C. rondelă ; D. piuliță ; E. mortar uscat ; F. beton turnat la fața locului ; G. polistiren 12,7 mm (așezat pe șantier) ; H. șapă ; J. șurub 16 mm ; K. fibre de sticlă (așezate pe șantier) ; L. polistiren 12,7 mm (așezat pe șantier) ; M. placă de stringere 50,8 × 4,8 mm — cîte 2 pe panou ; O. rondelă ; P. furură (așezată pe șantier) ; R. armături din oțel TOR ; S. rost deschis umplut cu mortar de var ; T. placă de carton la cele patru colțuri (așezată pe șantier) ; U. bară de ridicare 22,2 mm din oțel-beton obișnuit ; V. fibre de sticlă așezate pe șantier ; W. șanț cu fișie de neopren ; X. cauciuc butyl de 152,4 mm, pe rost (așezat pe șantier) ; Y. tencuială structo solubilă, vopsea epoxi (aplicată pe șantier)

din panouri" elaborate de Comitetul European pentru Beton (C.E.B.), Consiliul Internațional al Clădirilor (C.I.B.) și Uniunea europeană pentru agrearea procedeelor tehnice de construcție (U.E.A. t.c.).

Ținînd seama de dezvoltarea mare a construcțiilor din panouri mari în țara noastră, se consideră interesantă publicarea în paginile revistei a unui material bazat pe articolul apărut în revista franceză susmenționată.

★

Imobilul Ronan Point este executat din panouri mari de beton armat și face parte dintr-un grup de nouă imobile similare construite de către firma „Taylor Woodrow-Anglian Limited" pe baza licenței firmei daneze Larsen-Nielsen.

Sistemul Larsen-Nielsen a fost lansat în Danemarca în anul 1948 și este utilizat actualmente de către 22 de posesori de licențe în 12 țări din Europa și America de Sud. Producția totală după licența Larsen-Nielsen se ridică la 22 000 apartamente pe an. În Anglia, sistemul a fost introdus în anul 1963 și pînă în prezent s-a aplicat la construcția a 6 000 de apartamente, alte 4 000 fiind în curs de negociere. Sistemul Larsen-Nielsen constituie o combinație de procedee de fabricație, metode de montaj și detalii de asamblare a panourilor mari de beton, din care se vor prezenta în cele ce urmează unele aspecte legate de aplicarea sa la imobilul Ronan Point.

Structura de rezistență a imobilului Ronan Point este arătată în figura 2 și cuprinde următoarele elemente principale :

a) Pereți interiori transversali și longitudinali portanți alcătuiți din panouri de beton prefabricat cu înălțimea unui etaj (cca 2,40 m), lățimea de cca 2,70 m și grosimea de cca 15 — 18 cm.

b) Pereți exteriori de timpan, portanți, alcătuiți din panouri în 3 straturi, dintre care stratul portant interior din beton cu grosime de cca 15 cm. Ceilalți pereți exteriori sînt neportanți, fiind realizați din materiale ușoare.

c) Planșee din panouri cu deschiderea de cca 3,90 — 4,50 m, lățimea de cca 2,70 m și grosimea de cca 18 cm. Panourile de planșeu sînt prevăzute cu goluri longitudinale și reazemă pe zidurile transversale.

La realizarea îmbinărilor dintre panouri s-au adoptat următoarele soluții :

a) Îmbinarea dintre panourile portante de pereți exteriori de timpan s-a făcut prin bucle de oțel-beton între care s-a introdus o bară verticală și s-a turnat beton pe loc într-o profilație specială (fig. 3).

b) Îmbinarea între panourile de planșeu și cele portante de pereți exteriori (de timpan) s-a realizat ca în figura 4. În zona de reazem a panourilor de planşeu s-a turnat o centură armată cu două bare de oţel torsionat, prevăzîndu-se şi elemente orizontale de legătură sub forma a cîte două platbande de cca 50,8 × 4,8 mm, pe fiecare panou de planşeu, care se ancorau în panourile de pereţi exteriori portanţi.

c) Îmbinarea dintre panourile de planşeu şi cele de pereţi interiori portanţi este arătată în figura 5. Panourile de planşeu reazemă pe panourile de pereţi interiori prin intermediul unor dinţi (console) prevăzuţi între golurile longitudinale.

În spaţiul format între panourile de planşeu se toarnă o centură armată cu două bare Ø 12,7 mm. Panourile de planşeu sînt legate cu centura prin intermediul unor bare Ø 12,7 mm, introduse în rostul dintre panourile de planşeu pe o lungime de cca 1 m. Prin centură trec o serie de tije filetate, încastrate în panoul inferior de perete interior (cîte două de fiecare panou) şi care servesc la manipularea panourilor, precum şi la montajul lor. Tijele au piuliţe la partea superioară, pe care reazemă în timpul montajului panourile de pereţi care se aşază deasupra.

Comisia de experţi britanici, numită pentru a studia cauzele accidentului şi a trage concluziile necesare, a întreprins o anchetă deosebit de amănunţită.

Comisia a examinat calitatea elementelor prefabricate confecţionate în fabrică, cît şi montajul lor pe şantier, găsindu-se că în ambele cazuri au fost respectate condiţiile tehnice de calitate.

Verificarea rezistenţei de ansamblu la acţiunea vîntului a arătat că structura a fost subdimensionată din acest punct de vedere; după părerea unor experţi britanici, valoarea presiunii de calcul a vîntului la vîrful clădirii ar fi trebuit să fie de peste două ori mai mare decît cea adoptată de proiectanţi. Totuşi acest aspect, deşi important, nu a fost cel care a avut rolul hotărîtor în prăbuşirea parţială a clădirii.

Asupra cauzelor directe ale prăbuşirii şi a mecanismului producerii acesteia, există păreri divergente între raportul comisiei de experţi britanici şi observaţiile specialiştilor francezi la acest raport.

După părerea experţilor britanici, mecanismul prăbuşirii a fost următorul:

În urma exploziei de gaze din bucătăria apartamentului nr. 90 de la etajul 18 au fost aruncate în afară trei panouri portante de la peretele de timpan din camera de zi şi dormitor de pe faţada sud. La etajul superior, îmbinările dintre panourile de pereţi, precum şi cele dintre panourile de pereţi şi cele de planşeu, nu au prezentat rezistenţă suficientă pentru a putea suporta în consolă, peste golul astfel format, partea de imobil de peste apartamentul nr. 90.

Cea mai mare parte a elementelor din zona respectivă de la etajele superioare s-a prăbuşit, provocînd şocuri violente structurii apartamentelor inferioare şi prin aceasta a produs o rupere — din aproape în aproape — pînă la nivelul radierului.

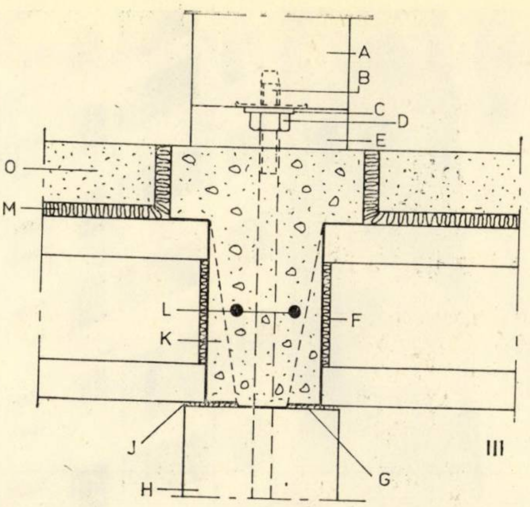


Fig. 5. Îmbinarea H 4 — îmbinarea orizontală dintre panourile de planşeu şi pereţii transversali interiori portanţi

A. perete portant; B. bară de ridicare 22,2 mm oţel-beton obişnuit; C. rondelă; D. piuliţă; E. mortar uscat; F. piesă de închidere din polistiren; G. placă de carton la cele patru colţuri (aşezată pe şantier); H. perete portant; J. rost deschis umplut cu mortar de var; K. beton turnat pe şantier; L. bare de oţel-beton obişnuit ϕ 12,7 mm; M. polistiren 12,7 mm (aşezat pe şantier); O. şapă

Expulzarea panourilor portante de pereţi exteriori este explicată de experţii britanici, între altele, prin anularea efortului de frecare la rezemarea panourilor de planşeu pe cele de perete, ca urmare a presiunii ascendente exercitate de gaze asupra panourilor de planşeu, precum şi prin cedarea legăturii dintre panourile de planşeu şi cele de pereţi exteriori (fig. 4).

Din date statistice culese din Anglia rezultă că riscurile unei explozii de gaze în clădiri înalte sînt destul de apreciabile, respectiv că într-o clădire de mărimea celei de la Ronan Point, cuprinzînd 110 apartamente şi avînd o durată de serviciu normală de 60 de ani, există un risc de cca 2 % ca să se producă o explozie de gaze într-unul din apartamente pe durata perioadei de serviciu a clădirii. Aceasta înseamnă că într-un imobil din 50 există şanse să se producă o explozie de gaze în timpul cît se consideră că imobilul se va găsi în exploatare. Ţinînd seamă de aceste riscuri, precum şi de gravitatea consecinţelor unei prăbuşiri din aproape în aproape, experţii britanici recomandă printre altele adoptarea unor scheme de structură aşa-numite ,,supra-abundente'', care să permită ca în cazul ieşirii din uz a unui element de structură, transmiterea eforturilor să se facă pe ,,căi alternative'', bineînţeles cu un coeficient de siguranţă mult redus.

Raportul comisiei de experţi britanici consideră că adoptarea unor măsuri de siguranţă împotriva riscurilor de prăbuşire din aproape în aproape a clădirilor înalte din panouri mari (care reprezentau în Anglia pînă la data întocmirii raportului un volum de cca 30 000 de apartamente) nu ar duce la dificultăţi deosebite şi la creşterea apreciabilă a costului şi duratei de montaj a construcţiilor, de natură să compromită rentabilitatea sistemului. În sprijinul acestei afirmaţii raportul dă exemplul unei clădiri înalte din panouri mari construite în Algeria la care s-a produs o explozie violentă la nivelul parterului. Explozia a expulzat o serie de panouri portante, fără a afecta prin aceasta elementele de construcţie de la etajele superioare. Totuşi, chiar în situaţia existentă în Anglia în momentul apariţiei raportului, respectiv chiar fără adoptarea măsurilor de siguranţă suplimentare indicate în raport, comisia de experţi britanici consideră că, la clădirile din panouri mari cu înălţimea pînă la 6 etaje, riscurile de prăbuşire în urma unei explozii nu sînt mai mari decît la cele tradiţionale din zidărie de cărămidă portantă.

Specialistul francez J.R. Robinson, directorul Institutului de Cercetări Aplicative privind Betonul Armat (I.R.A.B.A.) are un punct de vedere diferit de cel al experţilor britanici asupra mecanismului declanşării prăbuşirii din aproape în aproape.

După părerea sa, prăbuşirea nu s-a produs ca urmare a expulzării de către explozie a panourilor de pereţi exteriori portanţi de la etajul 18 de pe faţada sud, ci în urma ruperii planşeului de peste etajul 18, ca urmare a exploziei gazelor acumulate la partea superioară a încăperii, imediat sub planşeul respectiv. În urma ruperii planşeului, panourile de pereţi exteriori de timpan au fost lipsite de legătură la nivelul etajului 18 şi lucrînd pe înălţimea a două etaje au flambat sub greutatea etajelor superioare combinate cu presiunea laterală a gazelor.

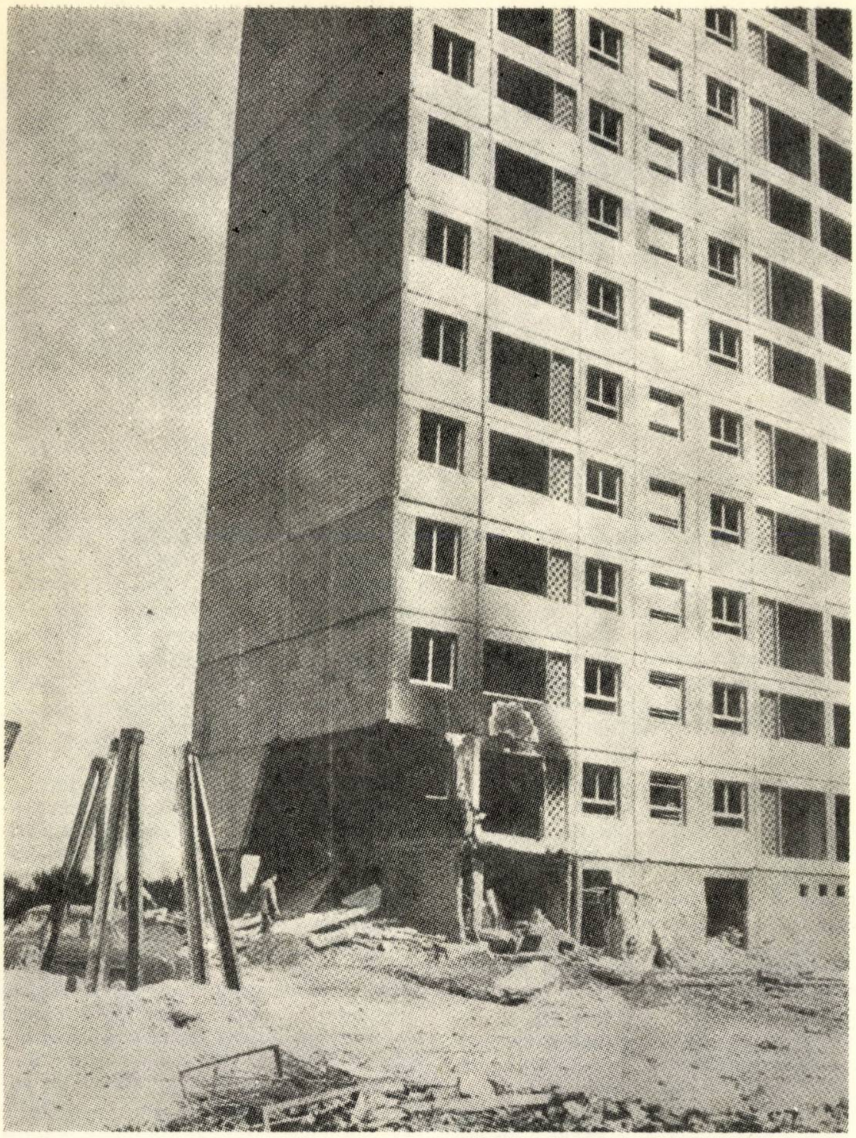


Fig. 6. Clădire înaltă din panouri mari la Alger, deteriorată de explozia unei bombe la parter

După părerea lui J. R. Robinson recomandarea experţilor britanici de a se recurge la ,,structuri supra-abundente" cu ,,căi alternative" de transmitere a eforturilor este prea severă şi nici nu rezolvă în toate cazurile problema. J. R. Robinson consideră că structura blocului Ronan Point ar fi suferit stricăciuni limitate dacă ar fi existat bare de oţel continue situate în grosimea planşeului, asigurînd legătura între pereţii portanţi. O altă soluţie preconizată de J. R. Robinson este aceea de a se prevedea anumiţi pereţi neportanţi care să joace rolul de ,,supape" în cazul unei explozii, expulzarea lor neaducînd prejudicii ansamblului clădirii.

Este interesant de arătat că în momentul cînd s-a produs prăbuşirea parţială a imobilului Ronan Point se aflau în curs de tipărire ,,Recomandările Internaţionale Unificate pentru calculul şi executarea construcţiilor prefabricate din panouri de beton de dimensiuni mari". Aceste ,,Recomandări" au fost elaborate de comisia ,,Structuri din panouri mari" din cadrul C.E.B. cu participarea C.I.B. şi U.E.A. t.c. Comisia C.E.B. cuprindea specialişti de renume mondial din Franţa, Italia, Portugalia, Anglia, R. F. a Germaniei, R. P. Polonă şi U.R.S.S.

În urma exploziei din imobilul Ronan Point s-a hotărît să se amîne tipărirea Recomandărilor pînă după încheierea anchetei britanice asupra catastrofei, urmînd ca în funcţie de concluziile anchetei să se stabilească dacă este necesară modificarea Recomandărilor. În legătură cu aceasta s-a ţinut la Londra, în luna decembrie 1968, o reuniune a comisiei C.E.B. împreună cu o serie de instituţii engleze de specialitate, din care a reieşit că la construcţia imobilului Ronan Point nu au fost respectate principiile de bază ale ,,Recomandărilor" C.E.B. — C.I.B. — U.E.A. t.c., în special în ceea ce priveşte continuitatea şi eficacitatea îmbinărilor şi centurilor. Comisia a ajuns la concluzia că dacă ,,Recomandările" ar fi fost respectate, riscul de prăbuşire din aproape în aproape ar fi fost foarte mult redus, dacă nu complet eliminat, chiar în caz de explozie. Acest punct de vedere a fost confirmat de comparaţia între urmările exploziei din imobilul Ronan Point şi cele ale exploziei care a avut loc la Alger, tot într-un imobil din panouri mari la a cărui construcţie s-au respectat prevederile Recomandărilor Internaţionale C.E.B. — C.I.B. — U.E.A. t.c.

În concluzie s-a stabilit că circumstanţele exploziei de la Ronan Point nu sînt de natură a modifica prevederile Recomandărilor Internaţionale. Totuşi a fost exprimată dorinţa ca Recomandările Internaţionale să fie completate cu o serie de comentarii explicative care să atragă atenţia constructorilor asupra riscurilor grave la care se expun dacă concepţia şi execuţia îmbinărilor şi centurilor nu este conformă cu Recomandările Internaţionale. Sub rezerva respectării acestor dispoziţii constructive esenţiale, s-a ajuns la concluzia că siguranţa unei structuri din panouri mari este de acelaşi ordin cu cea a unei construcţii tradiţionale cu cadre din beton armat sau beton precomprimat.

După ,,Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics" nr. 263.

RECENZII

I. Teoreanu, M. Enculescu, E. Marton

CIMENTURI ALBE ŞI COLORATE

Bucureşti, Editura tehnică, 1969
232 pagini, 51 tabele, 127 figuri cu
16 planşe colorate

Creşterea continuă a volumului de construcţii în ţara noastră impune sporirea eficienţei tehnico-economice, industrializarea şi îmbunătăţirea confortului şi calităţilor estetice ale finisajului construcţiilor. Însăşi eficienţa industrializării locuinţelor este condiţionată, într-o măsură importantă, de fabricarea unor prefabricate pentru pereţi, planşee şi acoperişuri, gata finisate în fabrici, iar folosirea betoanelor şi mortarelor decorative s-a dovedit a fi una din principalele căi eficace folosite în acest scop în ultimul timp. De aceea, cimenturile albe şi colorate, de un sortiment variat şi cu calităţi superioare, au căpătat o utilizare din ce în ce mai largă în finisarea clădirilor în: U.R.S.S., S.U.A., Anglia, Franţa, R. F. a Germaniei, R. P. Polonă, R. P. Chineză şi altele.

Cartea ,,Cimenturi albe şi colorate'' sintetizează în şapte capitole, într-o formă unitară, bogatul ansamblu al cunoştinţelor complexe acumulate în ultimii ani prin studii, cercetări şi experimentări efectuate în ţară şi străinătate, privind chimia, tehnologia şi îmbunătăţirea proprietăţilor fizico-mecanice ale cimenturilor albe şi colorate, ca şi perfecţionarea continuă a proceselor lor de fabricaţie şi a folosirii lor în construcţii.

În primele două capitole se face tratarea sistematică şi cuprinzătoare a elementelor de chimia cimenturilor Portland şi aluminos, strict necesare pentru înţelegerea şi dezvoltarea cunoştinţelor de chimia cimenturilor albe şi colorate.

Se remarcă fundamentarea teoretică şi evidenţierea principiilor fizico-chimice pe care se bazează fabricarea şi utilizarea cimenturilor albe şi colorate, care servesc la înţelegerea celorlalte capitole.

În capitolul trei se arată materiile prime folosite în ţara noastră la fabricarea cimenturilor albe şi a cimenturilor colorate, tratîndu-se de asemenea pigmenţii şi minereurile colorante care se introduc în compoziţia cimenturilor colorate.

În capitolele patru şi cinci sînt descrise procedeele de fabricaţie a cimenturilor albe, respectiv a cimenturilor colorate, obţinute din clinchere albe cu adaos de pigmenţi şi minereuri colorante sau din clinchere colorate prin adăugarea de oxizi coloranţi în amestecul de materii prime ale cimentului, care colorează clincherul în timpul arderii. Sînt prezentate progresele realizate în ţara noastră în cercetările de laborator şi tehnologia industrială a cimenturilor colorate — verzi, galbene şi negre — din clinchere colorate cu conţinut ridicat de alit.

Ambele capitole se încheie cu expunerea fabricării cimenturilor albe şi colorate hidrofobizate, obţinute prin adăugarea de substanţe superficial active cu care s-au obţinut bune rezultate în ţara noastră la finisarea lucrărilor arhitectonice de calitate superioară, la restaurarea monumentelor istorice etc.

În capitolul şase sînt prezentate proprietăţile mecanice şi principalele proprietăţi ale cimenturilor albe şi colorate, determinante pentru calităţile estetice şi durabilitatea mortarelor şi betoanelor decorative: contracţia, rezistenţa la îngheţ-dezgheţ, rezistenţa la uzură, gradul de alb pentru cimenturile albe şi culoarea, ca ton, intensitate, saturaţie pentru cimenturile colorate, uniformitatea şi stabilitatea culorii la apă, aer şi sub acţiunea luminii solare, pentru toate dezvoltîndu-se fundamentarea ştiinţifică corespunzătoare. Sînt evidenţiate proprietăţile superioare ale cimenturilor colorate din clinchere colorate, cu un colorit viu, intens şi cu stabilitate totdeauna mai ridicată a culorii mortarelor şi betoanelor decorative preparate din clinchere albe cu adaosuri de pigmenţi.

Ultimul capitol al lucrării tratează domeniul larg de utilizare în construcţii a cimenturilor albe şi colorate la confecţionarea de mortare şi betoane decorative folosite pentru executarea diferitelor lucrări de finisaj: tencuieli decorative, placaje, pardoseli terrazzo şi mozaicuri, plăci de azbociment colorate, prefabricate decorative şi arhitecturale, vopsele şi coloranţi pe bază de ciment şi altele.

Consideraţiile economice, cu care se încheie lucrarea, evidenţiază eficienţa economică superioară a cimenturilor colorate din clinchere colorate faţă de cimenturile mixte, şi a utilizării cimenturilor colorate în raport cu procedeul amestecării coloranţilor cu cimentul pe şantier.

Volumul se remarcă prin sistematizarea şi claritatea textului, prin extinderea proporţională a capitolelor, ca şi printr-o frumoasă ilustrare, cu figuri interesante şi o grafică reuşită a planşelor. Elaborarea lucrării se bazează pe un vast material bibliografic de mare actualitate şi pe ultimele cercetări şi experimentări din ţară şi străinătate, printre care contribuţiile originale ale autorilor în chimia şi tehnologia acestor cimenturi, interesante şi pentru specialiştii din alte ţări, ocupă un loc important. Astfel cartea ,,Cimenturi albe şi colorate'' îmbogăţeşte literatura mondială de specialitate, evidenţiază nivelul ridicat şi progresele realizate în acest domeniu în ţara noastră, reprezentînd o nouă afirmare, deosebit de valoroasă, a şcolii româneşti de chimia şi tehnologia lianţilor, şi în străinătate.

În aceste condiţii, lucrarea este un îndreptar preţios în asigurarea progresului tehnic în fabricarea şi folosirea cimenturilor albe şi colorate pentru specialiştii din industria materialelor de construcţii şi din construcţii, fiind deosebit de utilă şi cadrelor didactice din învăţămîntul superior, studenţilor şi cercetătorilor cu aceleaşi preocupări.

Prof. ing **A. Negoiţă**

FABRICA DE PREFABRICATE

progresul

10 ani de experiență
2.000.000
M L CONDUCTE DE PRESIUNE DIN BETON
PRECOMPRIMAT PUSE IN FUNCȚIUNE

Caracteristici tehnice

pentru tuburi de presiune pînă la 2 atm

Diametrul nominal (interior) Dn (mm)	400	600	800	1.000
Tubul				
Diametrul exterior al tubului D3 (mm)	484	684	904	1.126
Diametrul exterior al mufei D4 (mm)	612	812	1.052	1.300
Lungimea totală L (mm)	5.145	5.145	5.175	5.175
Greutatea (kg)	875	1.265	2.070	3.085
Garnitura de cauciuc				
Diametrul garniturii (mm)	456	637	637	1.038
Diametrul secțiunii (mm)	20	20	20	25

Fabrica de prefabricate „Progresul" București a livrat conducte de presiune pentru alimentările cu apă ale capitalei R.P.U., Budapesta, precum și ale orașelor București, Brașov, Constanța, Craiova, Galați, Iași, Oradea ș. a.: de asemenea pentru sistemele de irigație din Bărăgan

Informații și prospecte se pot obține de la Fabrica de prefabricate „Progresul" București, Șoseaua Giurgiului nr. 5, Jilava. Telefoane: 23.40.40 și 23.38.05

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Nici un necaz

grație pieselor de schimb furnizate de

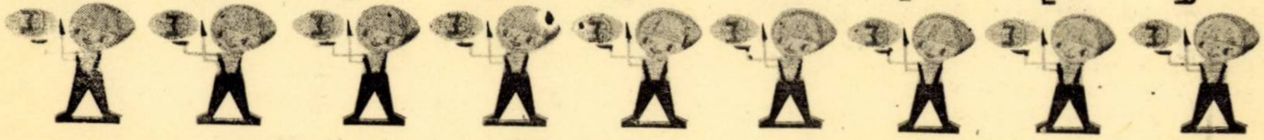
V/O·ZAPCHASTEXPORT

în 80 de țări ale lumii

pentru 500 de modele de mașini:

✱ tractoare și unelte agricole; motoare și încărcători pentru tractoare, precum și:

vehicule de salubritate
excavatoare
dispozitive de ridicare
utilaje de pozat conducte
camioane și automobile
autobuze
remorci
motociclete
biciclete



Schimbarea pieselor garantează

funcționarea mașinilor fără întreruperi

SUCCES
DEPLIN
IN
TOATE
ȚĂRILE

Exportator ➡ ⇨ ➡ ⇨ ➡ ⇨ ➡ ⇨ ➡ V/O ZAPCHASTEXPORT

Str. Vtoraia Skotoprogonnaia nr. 35
Moscova J—29 — URSS
Telex: 243. Telefon: 278-63-05

PUBLICOM

1970 SEP 8

■ ENGINEERING
■ SURVEYS–DESIGN–ASSISTANCE
■ INDUSTRIAL AND CIVIL WORKS
■ ERECTION – MECHANICAL AND ELECTRICAL INSTALLATIONS

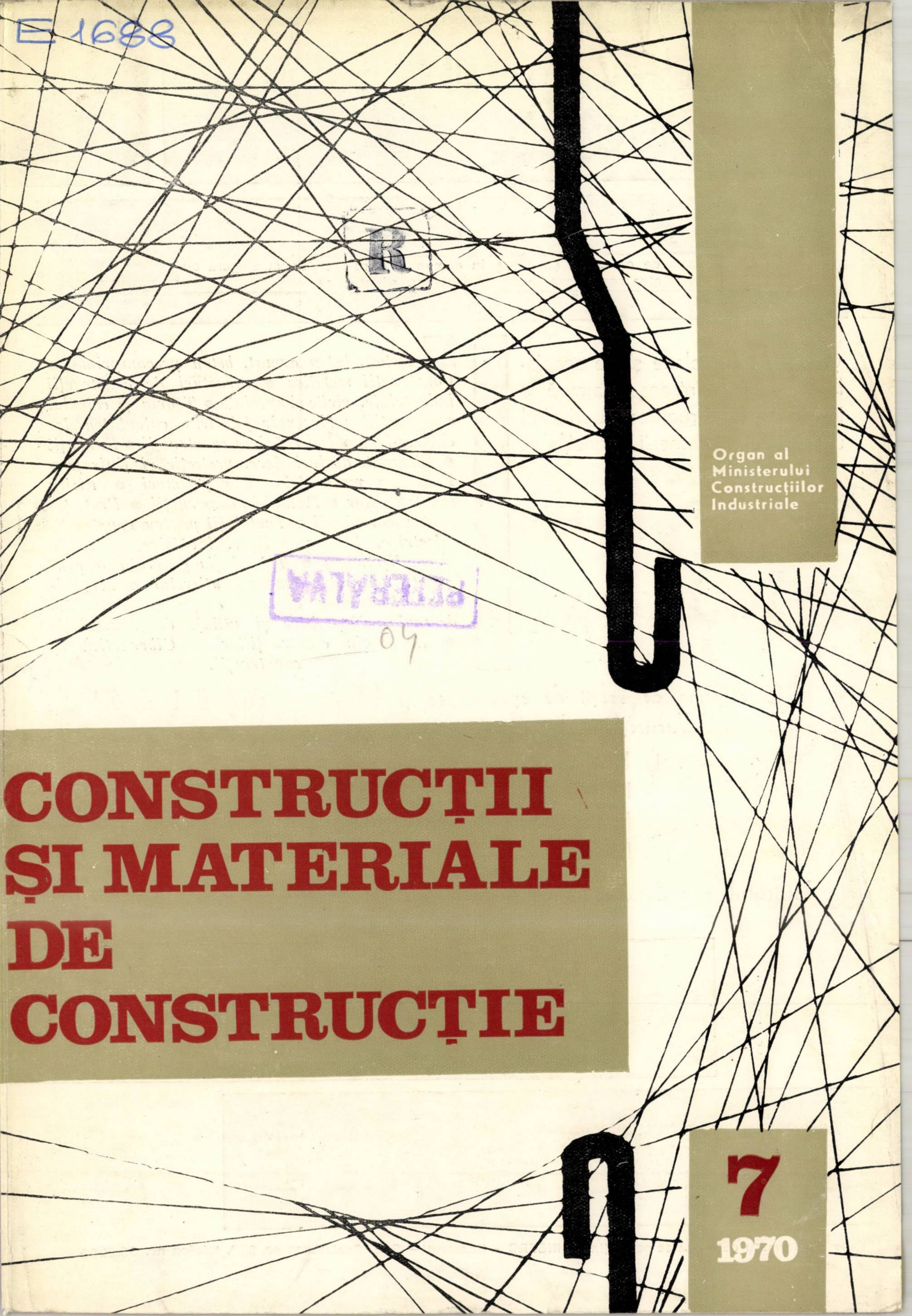
ARCOM

BUCHAREST 22, Calea Victoriei 91–93
Telex : 490 — Cables : ARCOM — București — Telephone: 14.98.33

E 1688

R

04



Organ al
Ministerului
Construcțiilor
Industriale

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

7
1970

INSTITUTUL DE CERCETĂRI ÎN CONSTRUCȚII ȘI ECONOMIA CONSTRUCȚIILOR

IN CE RC

Principala organizație de cercetări științifice în domeniul construcțiilor și singura cu caracter republican în acest domeniu, efectuează.

Cercetări complexe și de specialitate pentru întreaga ramură a industriei construcțiilor cuprinzînd următoarele domenii principale:

Beton, beton armat, beton precomprimat • Construcții metalice • Structuri de construcții industriale, civile și speciale • Teoria și calculul construcțiilor (inclusiv folosirea calculatoarelor electronice) • Încercări în construcții • Fundații • Elemente de închidere, protecție și finisaje • Folosirea materialelor din polimeri • Fizica construcțiilor • Izolări în construcții • Protecția contra coroziunii • Instalații pentru construcții (electrice, tehnico-sanitare, încălzire, ventilație și condiționare) • Tehnologia generală a construcțiilor și organizarea șantierelor • Mecanizarea lucrărilor de construcție • Asimilări de scule, dispozitive și utilaje de construcție • Economia construcțiilor • Cibernetica în construcții.

INCERC dispune de secții de specialitate și laboratoare la sediul central din București = Șos. Pantelimon nr. 266, precum și

- la Cluj — Calea Florești 117
- la Timișoara — Str. Traian Lalescu 2
- la Iași — Str. Karl Marx 38
- la Brașov — Aleea Minerva 8, bloc 36

Institutul este dotat cu aparatură, instalații, utilaje și standuri moderne la nivelul tehnicii mondiale.

INCERC POATE EXECUTA PENTRU ÎNTREPRINDERI DE STAT ȘI COOPERATISTE DIN ȚARĂ — PE BAZĂ DE COMENZI FERME ȘI CONTRACTE, IAR PENTRU BENEFICIARII DIN STRĂINĂTATE — PE BAZĂ DE CONTRACTE ÎNCHEIATE PRIN AGENȚIILE COMERCIALE ALE R.S.R. — LUCRĂRI ȘTIINȚIFICE CA: STUDII, CERCETĂRI, ASISTENȚĂ TEHNICĂ, EXPERTIZE DE LUCRĂRI DE CONSTRUCȚII CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

INCERC ORGANIZEAZĂ CURSURI DE PERFECȚIONARE PENTRU INGINERI ȘI TEHNICIENI DIN ÎNTREPRINDERI DE STAT ȘI COOPERATISTE ÎN VEDEREA ACTUALIZĂRII ȘI ÎMBOGĂȚIRII CUNOȘTINȚELOR PE SPECIALITĂȚI LEGATE DE NEVOILE PROIECTĂRII ȘI EXECUTĂRII CONSTRUCȚIILOR CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

Informații detaliate se pot obține la INCERC — București — Șos. Pantelimon nr. 266, telefon nr. 35.21.00

E 1688

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1983

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

7
1970

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

CUPRINSUL

Ing. **I. GIURGIU**

R **Elemente prefabricate din beton slab armat la captări verticale de ape subterane** 339

M. BUTCULESCU

a **Șasiul articulat la utilajele de construcție** 343

Ing. **A. ȘTEFĂNESCU-GOANGĂ**

C **Echivalarea indicațiilor date de sclerometrele cu amprentă cu cele ale sclerometrului Schmidt** 350

Conf. ing. **E. BEIU** și ing. **P. POPA**

R **Texturi speciale ale betonului aparent** 353

Ing. **I. ZIAEDDIN**

C **Compresiunea excentrică oblică. Coeficienți de calcul pentru dimensionarea secțiunilor dreptunghiulare de beton armat** 361

Ing. **MIHAI ILINA**

R **Unele soluții de instalații de încălzire și ventilare la construcții civile și industriale în Uniunea Sovietică** 371

Chim. **G. CORDOVANU**

R **Instalația de uscare rapidă pentru țigle UNIVELOX** . . 382

Ing. **C. BILCESCU** și ing. **M. MOGA**

R **Studii privind dependența curbei de stingere a varului funcție de temperatura și durata coacerii** 387

Ing. **G. CALMANOVICI**

R **Construcții de locuințe din panouri mari în Danemarca** . 392

CRONICĂ

DE PESTE HOTARE

RECENZII

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. C. AVRAM, Institutul politehnic Timișoara
Ing. AL. AUSSLÄNDER, șef sector Ministerul Construcțiilor Industriale
Ing. EM. BAICULESCU, director tehnic IPIMPC
Acad. prof. ing. ȘTEFAN BĂLAN, Institutul de construcții București
Ing. O. BÎRSAN, director general DGCM-CPMB
Ing. TUDOR DINESCU, inginer specialist IPIA
Ing. DINU ELIADE, șef sector tehnic Ministerul Construcțiilor Industriale
Ing. I. GĂVOZDEA, vicepreședinte al CSEAL
Ing. D. GHIȚESCU, șef secție INCERC
Ing. MIRCEA HUREZEANU, inginer șef IMMR
Ing. CONST. IONESCU, adjunct al ministrului construcțiilor industriale
Ing. N. LASZLO, inginer șef ISCAS
Ing. M. LUPAN, director adjunct științific INCERC
Ing. A. MEDVEȚCHI, director MIMC
Ing. M. PĂTULEA, director M. C. Ind.
Ing. SIMION POP, vicepreședinte al Comitetului Executiv al Consiliului Popular al Municipiului București
Prof. ing. VICTOR POPESCU, Institutul de construcții București
Prof. ing. OLIVIU RUSU, vicepreședinte CNIT
Ing. GH. SLĂDESCU, inspector general de stat pentru construcții
Ing. S. ȘIȘMAN, șeful Laboratorului central al M. C. Ind.
Ing. I. VASILESCU, director general MIMC
Ing. P. VERNESCU, director IPC

Redactor responsabil
Prof. ing. DAN F. DUMITRESCU
Institutul de construcții București

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

organ al
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

Redacția: București, str. Episcopiei nr. 9, sector 1. Telefon: 16.49.14. Administrația și casieria: C.D.C.A.S., Bd. 1848, nr. 10, sector 4. Abonamentele se pot achita în contul de virament nr. 64.03.01 19 S.M.B. Serv. Decont Buget Stat. Simbol 5 000

Prețul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1970, conform aprobării D.P.D.P nr. 10/10556/1970

Tiparul: Intreprinderea Poligrafică „Informația" – București, c. 5053

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

SUMMARY

I. GIURGIU : Prefabricated concrete elements with low reinforcement percentages for water catchment wells

The article expounds the basic idea, computation and shaping and also gives some technological details concerning a system of reinforced concrete wells made of prefabricated ring shaped elements.

Finally, the article stresses the advantages and profitableness of the advocated system by comparison with conventional procedures.

M. BUTCULESCU : Articulated chassis for construction equipment.

Several systems now in use for steering the wheels of the construction equipment are here analysed and their respective advantages and disadvantages pointed out.

Finally, the articulated chassis system is presented, its advantages set off, and the construction equipment able to be provided with such a system. The author illustrates his argument with a number of examples.

A. ŞTEFĂNESCU – GOANGĂ : A comparison between the indications supplied by an imprint sclerometer and those of a Schmidt sclerometer

Both imprint sclerometers and Schmidt sclerometers are used in Romania for determining by non-destructive methods (hardness methods) the ultimate strength of concretes.

The laboratory of the Building Trust No. 5, Braşov has attempted to derive a relation linking the imprint diameters and the recoil indexes of the Schmidt sclerometer and has therefore studied a relation $S_N = f$ (d) between the imprint diameter and the recoil index obtained from the same test cubes (approximately 300 samples).

E. BEIU & P. POPA : Special textures of exposed concretes

A series of investigations and research works have been carried out during the 1968–69 period by INCERC – division of Cluj, in collaboration with the Polytechnic Institute of Cluj – Chair of reinforced concrete structures, Department of building technology and prefabricated components, in order to develop the plastic and decorative aspect of exposed concrete buildings whose facings are left unprocessed.

The concrete aim pursued by these investigations was the realization of exposed concretes with unprocessed facings and special textures able to bring forth either the deeply impressed fibres of the timber used as shuttering material or the aggregate grains exposed down to a depth variable as wished.

The article deals with the investigation stages, the results obtained and, finally, with the procedures to be applied when such textures are pursued.

I. ZIAEDDIN : Oblique eccentric compression. Computation coefficients required for dimensioning rectangular reinforced concrete elements

The author gives computation schemes able to systematize the practical computations as well as auxiliary tables and examples of application for dimensioning rectangular reinforced concrete elements under oblique eccentric compressive loads.

M. ILINA : Heating, and ventilating plants for residential public and industrial buildings ; some of the solutions applied in the Soviet Union

The author has visited a series of heating and ventilating plants in several buildings of Moscow, Leningrad and Harkov during his stay in the USSR for specialization.

The article makes us acquainted with some peculiarities of these installations and particularly dwells on their advantages : efficiency and profitableness.

C. CORDOVEANU : Rapid drying plant for Univelox tiles

The dryer for Univelox tiles is presented in the article. It was comissioned five years ago at the 7th *November Works* at Sighişoara, while the drying process and technology has been constantly under study with a view to improving it.

C. BILCESCU, M. MOGA : Studies concerning the dependence of the lime slaking curve. function of the roasting temperature and duration.

The development of the autoclaved cell concrete building products requires a special kind of lime with a determined temperature variation curve during the slaking. The researches carried out by the authors aiming at obtaining such a lime from the row materials existent at Bicaz, Romania are detailed in this article.

SOMMAIRE

I. GIURGIU : Eléments préfabriqués en béton faiblement armé pur puits de captage des eaux souterraines

L'article nous présente la conception, le calcul et la structure tout en donnant les détails technologiques ayant trait à un certain type de puits en béton armé construit à partir d'éléments circulaires préfabriqués.

Dans ses conclusions, l'article fait ressortir les avantages économiques du système décrit par rapport aux solutions couramment appliquées.

M. BUTCULESCU : Le châssis articulé des équipements de construction.

On trouve dans l'article une analyse des différentes solutions pour la commande des roues des véhicules actuellement employés dans la construction, avec les avantages et les désavantages de chaque système.

L'auteur conclut en présentant le système du chassis articulé et ses avantages, ainsi que les outillages des chantiers auxquels on peut l'adapter.

A. ŞTEFĂNESCU-GOANGĂ : Comparaison entre les indications des scléromètres à empreinte et celles du scléromètre Schmidt

Pour déterminer par voie nondestructive la résistance d'un béton à l'aide des méthodes de dureté nous nous servons aussi bien des scléromètres à empreinte que du scléromètre Schmidt.

Afin d'équivaler les diamètres des empreintes aux indices de recul du scléromètre Schmidt, on a étudié au laboratoire du Trust de constructions No. 5 de Braşov une relation $S_N = f(d)$, liant les diamètres des empreintes aux indices de recul obtenus sur les mêmes éprouvettes cubiques (approximativement 300 cubes).

E. BEIU et P. POPA : Textures spéciales pour bétons architecturaux

Une série d'études et de recherches a été initiée en 1968—1969 par la filiale INCERC de Cluj en collaboration avec l'Institut Polytechnique de Cluj — Chaire de constructions en béton armé, département de la technologie des constructions et des préfabriqués afin d'élargir l'aspect plastique et décoratif des constructions en bétons architecturaux aux parements bruts.

L'objet concret de ces recherches a été la réalisation de bétons architecturaux aux parements bruts et aux textures spéciales capables de mettre en relief soit la fibre du bois du coffrage, profondément empreinte en relief, soit les grains d'agrégats mis à nu jusqu'à une profondeur variable.

L'article nous présente successivement les étapes parcourues par la recherche et nous fait connaître les résultats atteints pour arriver finalement à la description des procédés permettant de réaliser ces textures.

I. ZIAEDDIN : Compression excentrique oblique. Coefficients de calcul pour sections rectangulaires en béton armé

L'auteur nous présente des schémas de calcul capables de systématiser les calculs pratiques, des tables auxiliaires ainsi que des exemples de calcul pour établir le projet d'une section rectangulaire en béton armé soumise à une compression excentrique oblique.

M. ILINA : Quelques exemples d'installations de chauffage et ventilation pour bâtiments civils et industriels en Union Soviétique

Durant un séjour de spécialisation en Union Soviétique, l'auteur a eu l'occasion de visiter les installations de chauffage et ventilation de quelques bâtiments de Moscou, Leningrad et Harkov.

L'article contient quelques caractéristiques de ces installations et fait ressortir les avantages offerts tant du point de vue de l'efficacité que de l'économie.

C. CORDOVEANU : L'installation de séchage rapide pour tuiles Univelox.

Le séchoir pour tuiles Univelox, dont l'auteur décrit et analyse le fonctionnement, est utilisé depuis cinq années à la fabrique 7 *Novembre* de Sighişoara. Durant ce temps la technologie de séchage a été étudiée en permanence, en vue de son amélioration.

C. BILCESCU, M. MOGA : Etudes sur la dépendence de la courbe d'extinction de la chaux, en fonction de la température et la durée de la cuisson

Le développement de la production des matériaux de construction en béton cellulaire autoclavé demande la fabrication d'une qualité particulière de chaux ayant à l'extinction une courbe déterminée de variation de la température. L'article contient les recherches entreprises par les auteurs, envisageant a obtenir une telle chaux à partir des matières premières existentes à Bicaz (Roumanie).

INHALT

I. GIURGIU : Schwach bewehrte Betonfertigteile für Wasserfassungsbrunnen

Im Artikel werden vorgeführt Grundlagen, Bemessung und Gestaltung und angegeben einige technologische Einzelheiten betreffend eine Art von Stahlbeton Wasserfassungsbrunnen aus ringförmigen Fertigteilen hergestellt.

Im Abschluss werden hervorgehoben die wirtschaftlichen Vorteile des beschriebenen Verfahrens gegenüber den üblicherweise angewandten Lösungen.

M. BUTCULESCU : Gelenkartig gestalteter Rahmen für Baumaschinen

Der Autor untersucht die verschiedenen Lösungen die gegenwärtig angewandt werden bei der Gestaltung der Lenkvorrichtung für die Räder einer Baumaschine ; es werden die Vor- und Nachteile jedes einzelnen Systems hervorgehoben.

Zum Schluss wird der gelenkartig gestaltete Rahmen beschrieben, seine Vorteile hervorgehoben und diejenigen Baumaschinen angegeben bei denen das System Anwendung findet — alles an Hand von Beispielen veranschaulicht.

A. ŞTEFĂNESCU-GOANGĂ : Prüfungsergebnisse mit Eindruck-Härtemesser und Schmidtschem Härtemesser erlangt ; eine vergleichende Untersuchung

Hierzulande werden gleichzeitig Eindruck-Härtemesser und Schmidtsche Härtemesser angewandt bei der nichtzerstörenden Prüfung und der Bestimmung der Festigkeit der Betone.

Um eine Wechselbeziehung zwischen den Eindruckdurchmessern und den Rückschlagwerten des Schmidtschen Härtemessers abzuleiten, wurde im Laboratorium des Bautrusts No. 5, Braşov eine Gleichung $S_N = f(d)$ zwischen den Eindruckdurchmessern und den Rückschlagwerten untersucht ; es wurden dieselben (ung. 300) würfelartigen Prüfkörper benutzt.

E. BEIU u. P. POPA : Besondere Texturen für Sichtbetone

Studien und Forschungen wurden in den 1968—1969 Jahren im Laboratorium der INCERC Filiale aus Cluj durchgeführt in Zusammenarbeit mit der Polytechnischen Hochschule aus Cluj — Lehrstuhl für Stahlbeton, Abzweigung Bautechnik und Fertigteilbau, um auf dieser Weise den plastischen und dekorativen Ausdruck von Sichtbeton zu entwickeln.

Als konkretes Ziel setztensich die Forscher die Herstellung on Sichtbetonen mit besonderen Texturen um auf dieser Weise entweder die Holzfasern der Schalung tief eingeprägten oder die Zuschlagkörner bis auf eine beliebige Tiefe blossgelegt hervorzuheben.

Der Artikel schildert die einzelnen Forschungsetappen, die erlangten Ergebnisse und schliesslich die Verfahren die angewandt werden sollen um derartige Texturen herzustellen.

I. ZIAEDDIN : Schräger ausmittiger Druck. Rechenwerte für die Bemessung von rechteckigen Stahlbeton Bauteilen

Für die Bemessung von rechteckigen Stahlbeton Bauteilen unter schräger ausmittiger Druckbelastung, führt der Autor Rechenschemas die den Rechengang systematisieren, hilfstabellen sowohl wie Zahlenbeispiele vor.

M. ILINA : Einige Heizungs- und Lüftungsanlagen in der Sowjetunion im Wohnungs- und Industriebau angewandt

Während einer Spezialisierung in der Sowjetunion hat der Autor des Artikels eine Reihe von Heizungs- und Lüftungsanlagen in einigen Moskauer, Leningrader und Harkower Gebäuden besichtigt.

Im Artikel werden einige Eigenartigkeiten dieser Anlagen geschildert, und deren Vorteile was Wirksamkeit und Wirtschaftlichkeit anbetrifft hervorgehoben.

G. CORDOVEANU : Raschtrockenvorrichtung für UNI-VELOX-Dachziegel

Es wird beschrieben die Trockeneinrichtung für UNI-VELOX-Dachziegel ; die Einrichtung wurde vor fünf Jahren in der ,,7 Noiembrie Fabrik aus Sighişoara in Betrieb gesetzt ; in der verlaufenen Zeit wurde ständig die Trockentechnik eingehend untersucht um sie womöglich zu verbessern.

C. BILCESCU, M. MOGA : Studien betreffend die Abhängigkeit der Kalklöschkurve von den Temperaturwerten und der Brenndauer

Die Entwicklung der Erzeugung von Baumaterialien aus in Dampfkammern erhärtetem Zellenbeton hergestellt erheischt die Erzeugung einer speziellen Kalkosorte mit einer bestimmten Temperaturkurve des Löschvorgangs. Der Artikel führt vor die Forschungsarbeiten die von den Autoren durchgeführt wurden um eine derartige Kalksorte aus den hierzulande in Bicaz vorkommenden Rohstoffen herzustellen.

СОДЕРЖАНИЕ

И. ДЖУРДЖИУ: Сборные слабо армированные железобетонные элементы при вертикальном запоре подземных вод

В статье представленны замысел, расчёт и компановка, а также и некоторые технологические указания для типа железобетонного колодца, выполненного из кольцевых сборных увеньев.

В заключении указаны преимущества предлагаемого решения по сравнению с обычным решением.

М. БУТКУЛЕСКУ: Шарнирное шасси строительных машин и оборудования

В статье автор анализирует различные решения для управления колёс строительных машин и оборудований, применяемых в настоящее время, выявляя достоинства и недостатки каждой системы. В заключении представлена система шарнирного шасси, его достоинство и строительные машины и оборудования, для которых её можно применить, сопровождая изложение рядом примеров.

А. ШТЕФЭНЕСКУ-ГОАНГЭ: Приравнивание показаний склерометра с оттиском с показаниями склерометра шмидта

Для адиструктивного определения прочности бетона в зданиях и сооружениях с использованием для этого методов, учитывающих твёрдость у нас в стране применяются как склерометры с оттиском, так и склерометр Шмидта.

Для приравнивания диаметров отпечатков с показателями отдачи склерометра Шмидта, лаборатория 5-го Строительного Треста в Брашове обследовала уравнение $S_N = f(d)$, существующее между диаметром отпечатка и показатели отдачи, получаемые на одних и тех/же подопытных кубах (около 300 штук).

Е. БЕЮ, П. ПОПА: Специаьльные фактуры видимого бетона

В целях расширения пластических декоративных возможностей зданий и сооружений, возведенных из бетона с видимой естественной поверхностью в Клужском филиале ИНЧЕРКа, в 1968—1969 годах, были проведены лабораторные исследования в сотрудничестве с Кафедрой Железобетонных Зданий и Сооружений Клужского Политехнического Института.

Конкретной целью исследования являлось достижение видимых бетонов, на поверхности которых были бы видны либо рельефно выявленные волокна опалубки, использованной для опалубки, либо зёрна агрегатов очищенные на заданную глубину.

В статье описаны этапы исследования, полученные результаты и в заключение, описание приёмов, при помощи которых возможно получить описанную фактуру.

И. ЗИАЕДДИН: Внецентренное косое сжатие. Расчётные коэффициенты для назначения размеров прямоугольных железобетонных сечений

Для назначения размеров прямоугольных железобетонных сечений, подвергаемых внецентренному косому сжатию, автор предлагает расчётные схемы систематизирующие практический способ расчёта и предлагает вспомогательные таблицы и примеры расчёта.

М . ИЛИНА: Некоторые решения вентиляции и отопления гражданских и промышленных зданий в СССР

При заключительном этапе специализирования в СССР, автор посетила ряд вентиляционных и отопительных установок некоторых зданий в Москве, Ленинграде и Харькове.

В статье представленны несколько характеристик посещённых установок при выявлении их преимуществ, с точки зрения их эффективности и экономичности.

Г. КОРДОВЯНУ: Установка для выстрого сушения черепицы „Унивелокс"

Описана сушильная для черепицы УНИВЕЛОКС, находящаяся в эксплуатации в течение пяти лет на заводе „7 Ноября" в городе Сигишоара. За это время постоянно изучалась технология сушения с целью её улучшения.

К. БИЛЧЕСКУ, М. МОГА: Исследования зависимости кривой гашения извести, в зависимости от температуры и продолжительности выпечки

Развитие производства строителъных материалов из автоклавного ячеистого бетона приводит к необходимости производства особого сортимента извести, которая должна иметъ определённую кривую изменения температуры гашения. В статъе описаны исследования, произведенные авторами с целъю получения такой извести из сыръя, находящегося в С.Р. Румыния в области Биказ.

ELEMENTE PREFABRICATE DIN BETON SLAB ARMAT LA CAPTĂRI VERTICALE DE APE SUBTERANE*

Ing. I. Giurgiu
Institutul politehnic Cluj

Realizarea alimentării cu apă a centrelor industriale şi a localităţilor a devenit în ultimul timp o preocupare deosebită pentru proiectanţi şi executanţi, urmărindu-se aplicarea de soluţii eficiente din punct de vedere tehnic şi economic.

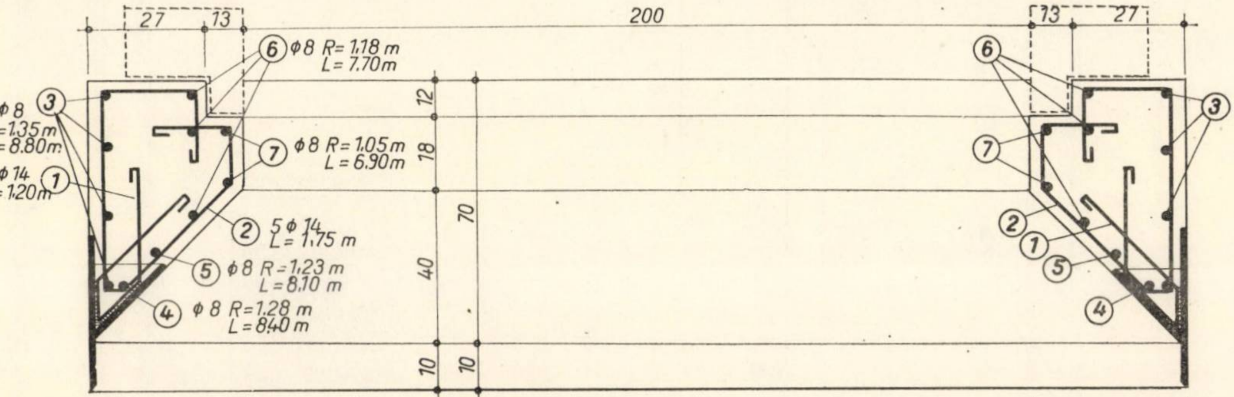
Captările de ape subterane sînt construite din puţuri executate din beton armat. Soluţiile proiectate prevăd executarea de puţuri din beton armat monolit, care prezintă următoarele dezavantaje :

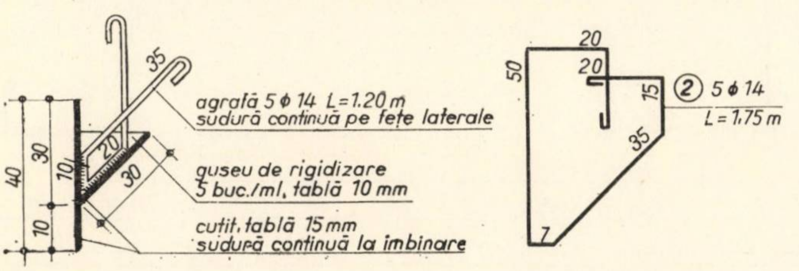
— captările de apă fiind amplasate în zone izolate şi lipsind energia electrică, în prima etapă, betonul se prepară manual sau se aduce de la distanţe mari ;

— turnarea pereţilor, efectuată pe tronsoane de 2—3 m, întrerupe avansarea puţului, dînd astfel posibilitatea blocării lui ;

— turnarea pereţilor neuniform pe circumferinţă provoacă înclinarea puţului şi împiedică avansarea ;

— operaţia de săpare-evacuare a pămîntului din interiorul puţului începe numai după decofrarea interioară a tronsonului turnat ; evacuarea este parţial împiedicată de barele de oţel-beton care se lasă din peretele puţului pentru legătura cu tronsonul următor ;


27
13
200
13
27
6 ϕ8 R=1.18 m L=7.70m
ϕ8 3 R=1.35m L=8.80m
5ϕ14 1 L=1.20m
7 ϕ8 R=1.05m L=6.90m
2 5ϕ14 L=1.75 m
5 ϕ8 R=1.23 m L=8.10 m
4 ϕ8 R=1.28 m L=8.40 m
12
18
70
40
10
10
40
200
40
6
3
7
2
1
5
4


35
agrafă 5ϕ14 L=1.20 m
sudură continuă pe feţe laterale
guseu de rigidizare
5 buc./ml, tablă 10 mm
cuţit, tablă 15mm
sudură continuă la îmbinare
40
30
10
10
20
30
20
20
50
15
35
7
2 5ϕ14
L=1.75 m

marca	ϕ	lung buc	buc element	lung total.	greutatea /ml	greutatea totală
1	14	1.20	43	52	1.210	63.00
2	14	1.75	43	75	1.210	91.00
3	8	8.80	4	35	0.395	13.80
4	8	8.40	1	9	0.395	1.50
5	8	8.10	1	8	0.395	3.20
6	8	7.70	3	23	0.395	9.20
7	8	6.90	2	14	0.395	5.30
				TOTAL		189.00

Fig. 1. Inel de bază

---

* Lucrarea a fost realizată de următorul colectiv : autor ing. I. Giurgiu, Institutul politehnic Cluj ; colaboratori : ing. Rodica Creangă, Intreprinderea 9 construcţii-montaj Cluj ; ing. A. Guleşiu, Institutul politehnic Timişoara.

— în mod curent, dimensionarea grosimii peretelui se efectuează după o formulă empirică $d=0,10\ D+0,10$ m, în scopul de a avea greutatea necesară învingerii frecării dintre perete și teren; armarea puțului se execută după două direcții — circumferință și înălțime — în exces [6];

— tehnologia de execuție impune un număr ridicat de muncitori de diverse calificări.

În scopul eliminării acestor dezavantaje s-au modificat soluțiile proiectate, urmărindu-se executarea integrală a puțului din elemente prefabricate, utilizarea capacității portante a betonului din peretele puțului, precum și adoptarea unei soluții care să asigure o avansare mai bună.

I. ALCĂTUIREA ŞI CALCULUL ELEMENTELOR PREFABRICATE

Elementele prefabricate folosite la executarea puțului sînt:

— inelul de bază, executat din beton armat, prevăzut cu un cuțit de atac din platbandă de oțel, dimensionat la acțiunea forțelor exterioare care apar pe suprafața înclinată în timpul avansării în teren (fig. 1);

— inelul de alimentare, executat din beton și avînd o rețea de armătură din ∅6 mm prevăzută în jurul gurilor de alimentare (fig. 2);

— inelul curent, executat din beton prevăzut cu o armătură constînd dintr-o rețea de armătură Ø 6 mm în zona centurilor de îmbinare dintre inele (fig. 3).

Soluția prezentată tratează cazul unui puț cu diametrul interior de 2 m și adîncimea de 12 m.

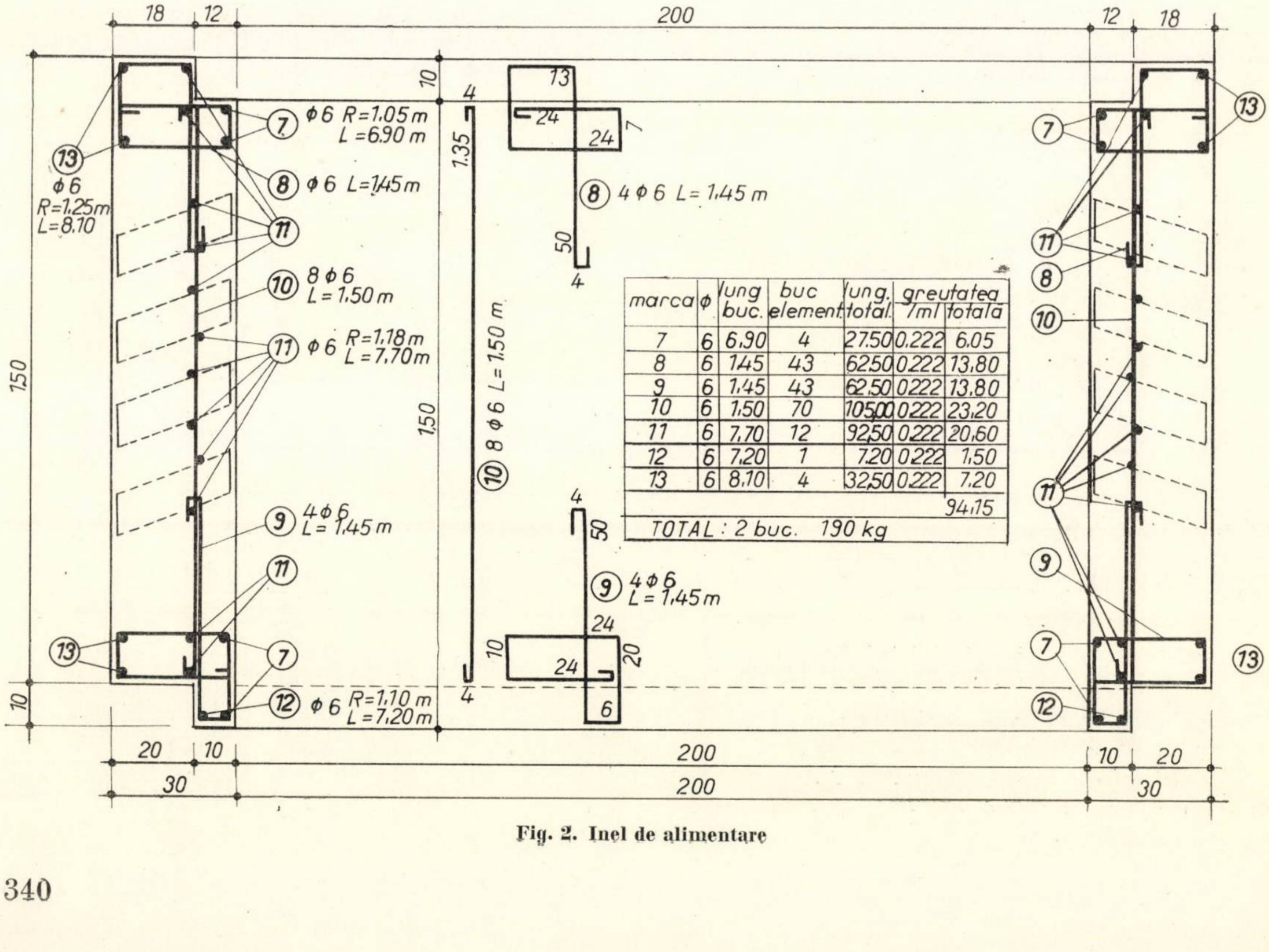
Dimensionarea s-a efectuat considerînd puțul executat din beton armat ca o șaibă inelară de înălțime infinită, deschisă la capete, încadrîndu-se astfel în problema plană a teoriei elasticității [5].

Cazul cel mai defavorabil de solicitare este acela cînd asupra pereților puțului acționează presiunea exterioară p_e dată de împingerea pămîntului. Pentru o dimensionare mai operativă se determină presiunea exterioară maximă pe zone de inele și, în aceste zone, se calculează eforturile unitare maxime.

II. TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE. INDICI TEHNICO-ECONOMICI

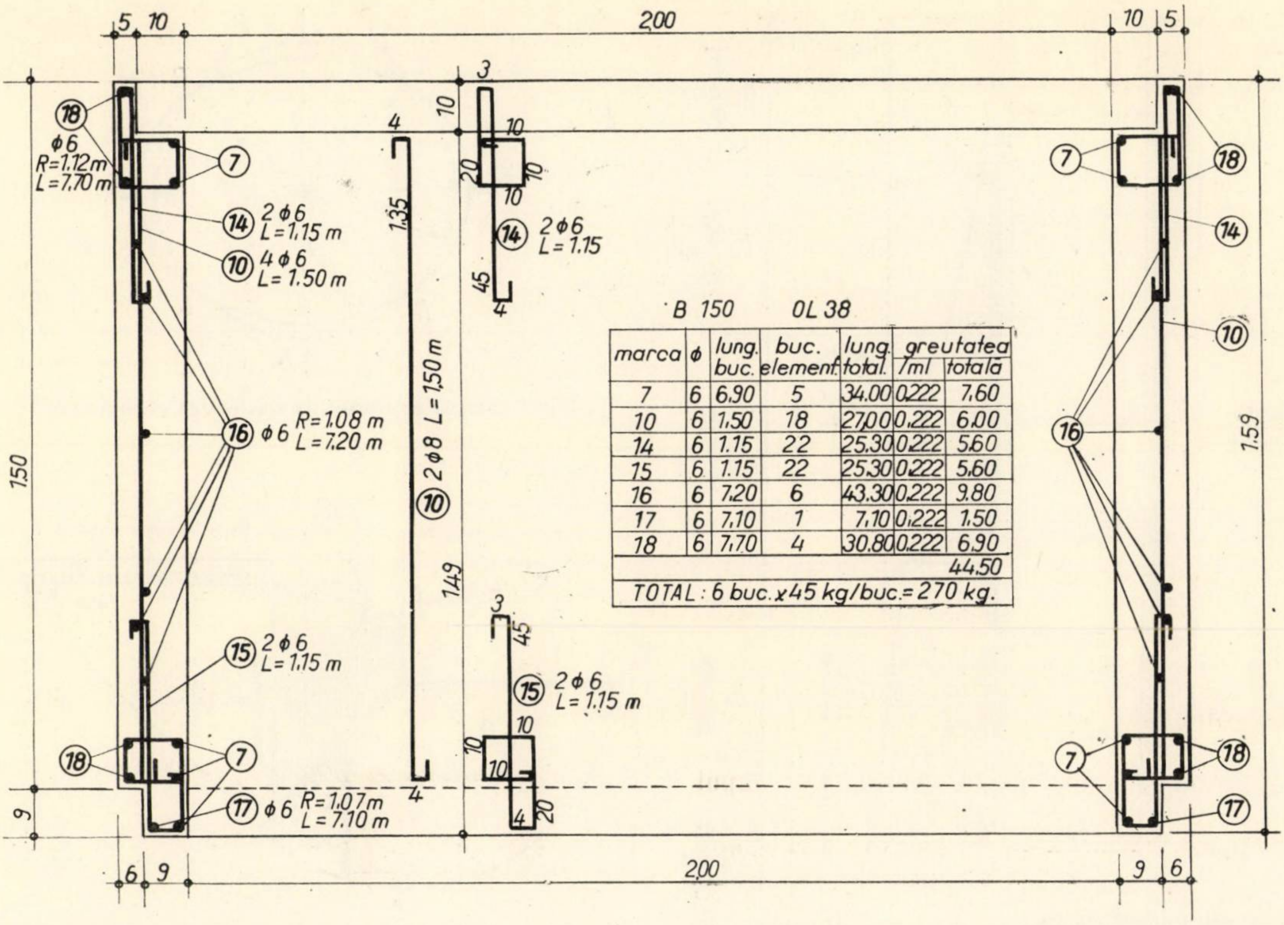
Prepararea dispersiei tixotrope se face cu rețeta:

500 kg argilă uscată,
100 kg bentonită,



marca	ϕ	lung buc.	buc element	lung. total	greutatea /ml	greutatea totală
7	6	6.90	4	27.50	0.222	6.05
8	6	1.45	43	62.50	0.222	13.80
9	6	1.45	43	62.50	0.222	13.80
10	6	1.50	70	105.00	0.222	23.20
11	6	7.70	12	92.50	0.222	20.60
12	6	7.20	1	7.20	0.222	1.50
13	6	8.10	4	32.50	0.222	7.20
						94.15
TOTAL: 2 buc. 190 kg						

Fig. 2. Inel de alimentare



marca	φ	lung. buc.	buc. element	lung. total.	greutatea /ml	greutatea totală
7	6	6.90	5	34.00	0.222	7.60
10	6	1.50	18	27.00	0.222	6.00
14	6	1.15	22	25.30	0.222	5.60
15	6	1.15	22	25.30	0.222	5.60
16	6	7.20	6	43.30	0.222	9.80
17	6	7.10	1	7.10	0.222	1.50
18	6	7.70	4	30.80	0.222	6.90
						44.50
TOTAL : 6 buc. x 45 kg/buc. = 270 kg.						

Fig. 3. Inel curent

40—60 kg barită,
800 l apă

pentru un m³.

Tehnologia de execuție a puțurilor din elemente prefabricate este simplă și constă din următoarele operații :

— executarea elementelor prefabricate în tipare metalice ; prepararea betonului cu agregat sort pînă la 15 mm și ciment RIM 200 ; compactarea betonului în tipar prin vibrare mecanică în straturi de 20—40 cm ;

— transportul prefabricatelor la amplasamentul puțului ;

— executarea pe amplasamentul puțului a unei gropi taluzate, săpate pînă la 2 m adîncime ;

— așezarea inelului de bază pe platforma fundului gropii săpate și montarea celor două inele de alimentare, verificînd : centrarea puțului, verticalitatea pereților și înfigerea uniformă a inelului de atac ;

— executarea săpăturii sub lama cuțitului, în straturi circulare uniforme, și excavarea continuă a pămîntului ;

— odată cu coborîrea puțului se pompează dispersia tixotropă de argilă, uniform pe conturul puțului ;

— la coborîrea puțului cu cîte 1,00 m față de cota inițială, se montează cîte un inel curent.

Montajul inelelor mecanice se face cu automacaraua.

Tabela 1

Indici		Puț săpat cu pereți executați din		Reducere
		beton monolit	elemente prefabricate	în %
A. Consum de materiale				
— beton	m³	16,8	10,2	39,5
— oțel-beton	kg	1 050	630	40,5
— material lemnos	m²	177	—	100
B. Viteza de înaintare zilnică măsurată în m/zi		1,2—1,5	3,2—4,0	—
C. Consumul de timp, în %		100	42,8	—
D. Costuri, în %		100	62,4	—

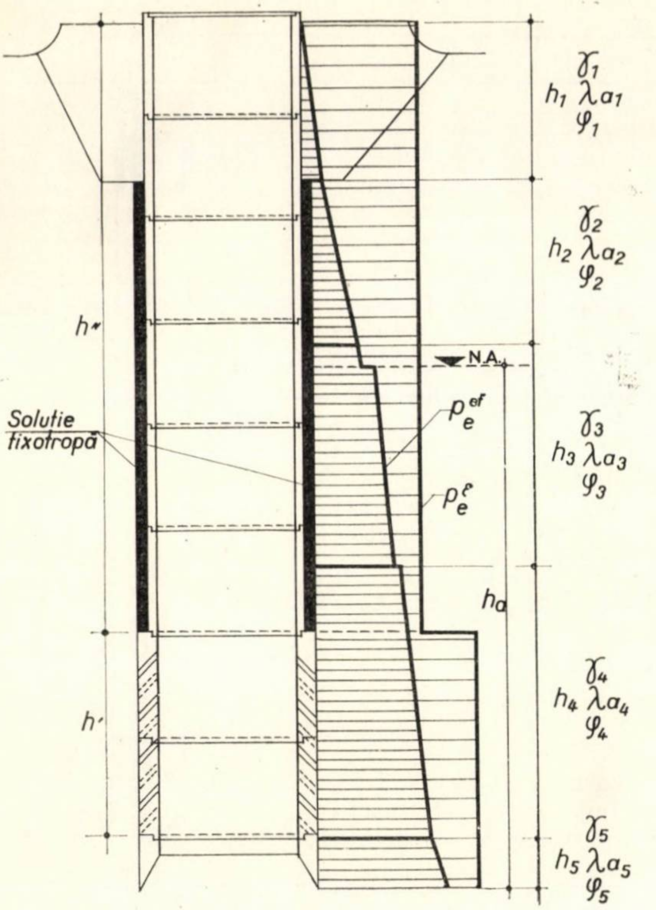

γ_1 h_1 λa_1 φ_1
γ_2 h_2 λa_2 φ_2
h''
N.A.
Soluție tixotropă
p_e^{ef}
p_e^{e}
γ_3 h_3 λa_3 φ_3
h_a
γ_4 h_4 λa_4 φ_4
h'
γ_5 h_5 λa_5 φ_5

Fig. 4. Diagrama presiunilor exterioare. Captări verticale din elemente prefabricate de beton

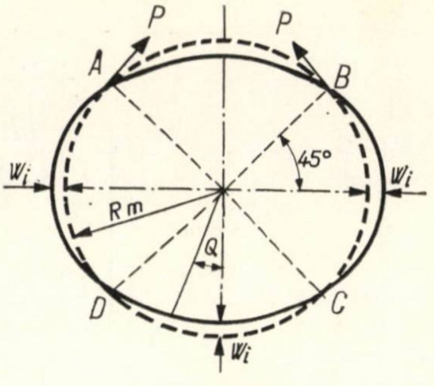

P
P
A
B
W_i
W_i
45°
Rm
Q
D
C
W_i

Fig. 6. Starea de eforturi la aplatizarea elementului

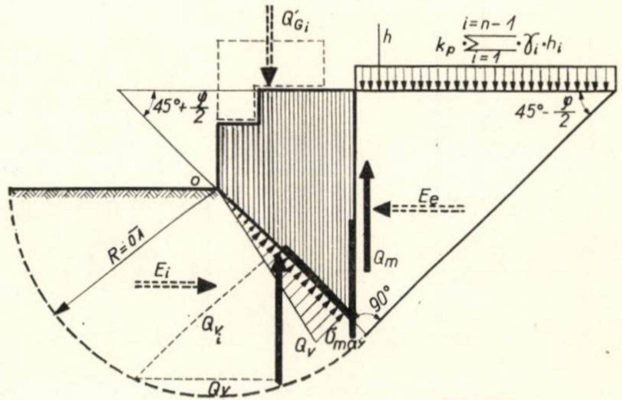

Q'_{G_i}
h
$k_p \sum_{i=1}^{i=n-1} \gamma_i \cdot h_i$
$45°+\frac{\varphi}{2}$
$45°-\frac{\varphi}{2}$
o
E_e
Q_m
$R=\overline{o\lambda}$
E_i
90°
Q_{V_i}
Q_V
σ_{max}
$\frac{Q_V}{h}$

Fig. 7. Schema de solicitare a cuțitului în condițiile echilibrului limită la avansarea puțului

Rostul de îmbinare dintre elementele prefabricate s-a tratat cu soluție de bitum topit în grosime de 0,5 cm, turnat înainte de montajul elementului prefabricat următor. La puțurile executate, îmbinarea se comportă bine.

Indicii tehnico-economici realizați la puțurile din elemente prefabricate de beton slab armat sînt prezentați în tabela 1.

Datele sînt luate direct din execuție și se referă la executarea puțurilor săpate cu diametrul interior de 2,00 m și adîncimea de 12 m (indici tehnico-economici stabiliți pentru un puț).

Avantajele realizării puțurilor cu elemente prefabricate din beton slab armat la captări verticale sînt :

— utilizarea integrală a capacității portante a materialelor ;

— scurtarea duratei de execuție ;

— reducerea costului investiției.

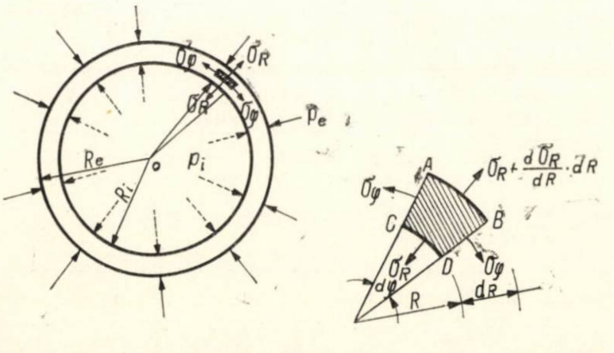

σ_φ
σ_R
σ_R
σ_φ
p_e
R_e
o
p_i
R_i
$\sigma_R+\frac{d\sigma_R}{dR}\cdot dR$
σ_φ
A
B
C
D
σ_R
σ_φ
$d\varphi$
R
dR

Fig. 5. Starea de eforturi unitare la peretele elementului prefabricat

Bibliografie

[1] MAIOR N., PĂUNESCU M.: *Geotehnică și fundații.* Ed. D.P., București, 1967.

[2] TIMOSHENKO ST., GERE J. M.: *Teoria stabilității elastice.* Ed. tehnică, București, 1967.

[3] LEHR H.: *Fundații,* vol. I. Ed. tehnică, București, 1954.

[4] CAQUOT A., KERISEL S.: *Tratat de mecanica pămînturilor.* Ed. tehnică, București, 1968.

[5] * * *: *Manual pentru calculul construcțiilor.* Ed. tehnică, București, 1959.

[6] BLITZ E., MELZER A., TROFIM P.: *Alimentări cu apă.* Ed. tehnică, București, 1955.

ŞASIUL ARTICULAT LA UTILAJELE DE CONSTRUCŢIE

M. Butculescu
I.P.C.T.

Mărirea randamentului utilajelor de construcţie montate pe roţi depinde în mare măsură de mărirea capacităţii de manevrare a acestora. Prin mărirea manevrabilităţii se înţelege atît sporirea vitezei, cît şi precizia cu care se efectuează manevra. La îmbunătăţirea manevrabilităţii contribuie, în afara transmisiilor, în bună măsură, şi sistemul de dirijare a utilajului.

Dirijarea utilajelor pe roţi se efectua, pînă de curînd, exclusiv cu ajutorul unor dispozitive „clasice'' preluate din industria automobilelor. Aceste sisteme adaptate nu fac posibilă, în multe cazuri, obţinerea randamentelor înalte cerute azi pe şantiere.

Din punct de vedere al manevrabilităţii se disting două categorii de utilaje de construcţie pe roţi :

I. Utilaje purtătoare pasive. Scopul principal al şasiurilor acestor utilaje este de a repartiza sarcina purtată unei suprafeţe corespunzătoare pe sol. Caracteristica acestei categorii este deci portanţa (şasiuri port-macarale, instalaţii de foraj, agregate de concasare etc.).

Pentru dirijarea acestei categorii de utilaje se folosesc, cu bune rezultate, sistemele „clasice'' de dirijare.

II. Utilaje active. Scopul principal al şasiurilor acestei categorii este de a plasa, în timpul cel mai scurt, utilajul de lucru purtat în condiţii optime de lucru. Caracteristica acestei categorii este deci manevrabilitatea (autoîncărcătoare, autostivuitoare etc.).

Actualmente, toate utilajele cuprinse în această categorie sînt montate pe două axe. Aceasta cu scopul de a simplifica utilajul, de a reduce suprafeţele de frecare şi de a elibera forţa motorului, absorbită eventual de acestea, pentru a fi folosită la acţionarea utilajului activ purtat.

Sistemele clasice de dirijare, nemaiputînd asigura rapiditatea manevrabilităţii acestei categorii de utilaje, sînt înlocuite tot mai mult cu sistemul de dirijare prin articularea şasiului.

În cele ce urmează ne vom ocupa numai de utilajele acestei ultime categorii.

Ideea de a dirija vehicule cu tracţiune mecanică prin articularea şasiului este relativ veche.

În anul 1923 a fost obţinut un brevet privitor la un tractor articulat, iar în anul 1930 se realizează acţionarea articulării mecanizat, cu ajutorul unei prize de forţă de la motor.

Utilajele articulate nu s-au putut afirma la epoca aceea, deoarece nu beneficiau de o punere la punct satisfăcătoare.

În anul 1944 apar primele acţionări hidraulice, şi după cel de-al doilea război mondial, sistemul se perfecţionează neîncetat, găsind tot mai multe aplicaţii pe şantiere.

În ţara noastră, primele tractoare articulate au fost importate din Italia pe la mijlocul anului 1934.

Actualmente se construiesc la noi în ţară tractoare forestiere articulate.

O comparaţie între caracteristicile sistemelor clasice de dirijare prin articularea şasiului va scoate în evidenţă avantajele acestui din urmă sistem.

A. UTILAJE CU DOUĂ PUNŢI MOTRICE ŞI DOUĂ ROŢI DIRECTOARE

În viraje, cele patru roţi vor trasa pe sol patru urme curbe de lungimi neegale, fiecare roată parcurgînd în acelaşi timp distanţe diferite. Aceasta are următoarele consecinţe : supune punţile motrice unor solicitări diferite, uneori importante, forţează anvelopele să patineze şi lăţeşte banda de rulare.

Condiţiile de funcţionare a transmisiilor pot fi ameliorate intercalînd pe arborele motor un al treilea diferenţial, care va permite funcţionarea diferenţiată a punţilor, sau un ambreiaj reglat pentru a patina la sarcini sporite prestabilite, sau un cuplaj comandat de maneta schimbătorului, care poate cupla sau decupla puntea prevăzută cu roţi directoare cînd transmisia lucrează în gama vitezelor de lucru, respectiv în aceea de transport, ultimele două soluţii rezolvînd doar parţial problema.

Articulaţiile cardanice intercalate pe axele de antrenare ale roţilor directoare lucrează în condiţii nefavorabile, datorită montajului lor individual şi unghiurilor mari la care lucrează în multe cazuri, ceea ce se traduce prin uzuri premature şi pierderi de putere.

Roţile directoare pot fi montate fie în faţă, fie în spatele şasiului.

MONTAREA ROŢILOR DIRECTOARE IN FAŢĂ (fig. 1 a)

În teren de slabă aderenţă, roţile din faţă pot avea tendinţa de a derapa la amorsarea virajelor, întîrziind începerea acestora, întîrziere neglijată în

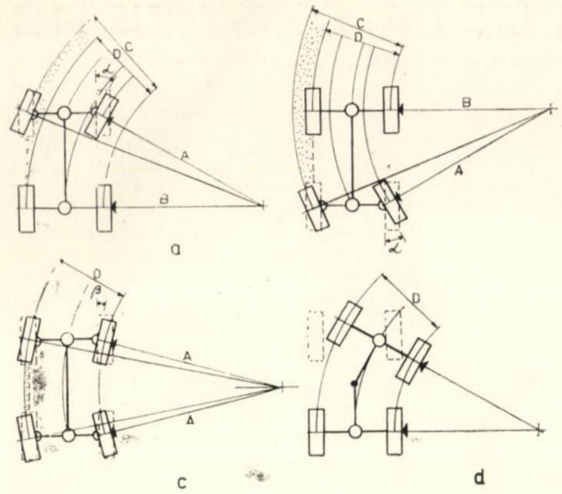


Fig. 1. Sisteme de dirijare a utilajelor prevăzute cu două axe motrice

a) Cu roţile directoare montate în faţă; b) cu roţile directoare montate în spate; c) cu patru roţi directoare; d) cu şasiu articulat

trecut, dar care nu se mai tolerează actualmente.

De asemenea, vom semnala că, în ipoteza atacării unui front de lucru cu unele utilaje, cum ar fi, de exemplu, încărcătoarele frontale sau buldozerele, sub un unghi mai mic de 90°, extremitatea cuţitului se va angaja cu greu în mal, nefiind „împins" cu fermitatea necesară, şi în acest caz terenul va acţiona negativ asupra randamentului.

Aceste două aspecte arată că uneori condiţiile de teren pot acţiona negativ asupra productivităţii.

Articulaţiile cardanice intercalate pe axele planetare vor fi supuse unor şocuri şi sarcini mari, ceea ce duce de asemenea la uzuri rapide şi la îngreunarea direcţiei.

MONTAREA ROŢILOR DIRECTOARE LA SPATE (fig. 1 b)

Această soluţie rezolvă unele probleme semnalate mai sus, şi anume: îndată după amorsarea virajului, lungimea şasiului, acţionînd ca un braţ de pîrghie, concură la „forţarea" virajului sau la angajarea utilajului în mal, articulaţiile cardanice sînt mai ferite şi direcţia devine mai „uşoară".

Menţionăm că datorită avantajelor arătate, montarea roţilor directoare la spate este mai răspîndită decît prima soluţie.

Caracteristicile acestei categorii de utilaje, indiferent de amplasarea roţilor directoare, sînt prin urmare următoarele: în viraje, transmisiile şi anvelopele sînt puse în condiţii anormale de lucru; este necesar a se intercala pe arborele-motor dispozitive speciale de acţionare diferenţiată; articulaţiile cardanice lucrează de cele mai multe ori în condiţii nefavorabile; în teren slab, roţile vor avea de învins rezistenţa creată de patru făgaşe; banda de rulare se lăţeşte în viraje; raza de întoarcere este, în general, de acelaşi ordin de mărime ca aceea a vehiculelor grele auto; condiţiile de teren pot acţiona negativ asupra manevrabilităţii; nu se poate beneficia de toată puterea motorului deoarece dispozitivele mecanice suplimentare şi, în unele cazuri, patinajul roţilor absorb o cantitate însemnată din puterea dezvoltată de acesta.

B. UTILAJE CU DOUĂ PUNŢI MOTRICE ŞI PATRU ROŢI DIRECTOARE (fig. 1 c).

În viraje, cele patru roţi vor trasa pe teren două urme concentrice.

Caracteristicile acestui sistem de dirijare sînt superioare, din acest punct de vedere, caracteristicilor anterioare, astfel: în viraje, transmisiile şi anvelopele sînt puse în condiţii normale de lucru; dispozitivele speciale de acţionare diferenţiată sînt înlăturate; în teren slab, roţile vor avea de învins rezistenţa creată numai de două făgaşe şi prin urmare roţile din spate vor beneficia de condiţii mai bune de teren; comparativ cu categoria precedentă, banda de rulare se lăţeşte mai puţin în viraje; pentru a efectua un viraj după o rază de întoarcere egală cu aceea considerată la categoriile precedente, unghiul format de roţi va fi mai mic, iar pentru un unghi egal, raza de întoarcere se micşorează; condiţiile de teren intervin într-o măsură mai redusă asupra randamentului; cota din puterea motorului absorbită de transmisii şi condiţii de teren este mai redusă decît la categoria precedentă. Sistemul descris prezintă şi o caracteristică negativă, şi anume se dublează numărul articulaţiilor cardanice intercalate pe axele planetare ale roţilor directoare.

Înainte de a analiza caracteristicile sistemului de dirijare prin articularea şasiului, vom face o scurtă descriere a acestuia.

O maşină dirijată prin articularea şasiului se compune din două secţiuni articulate între ele printr-un pivot vertical.

Se deosebesc două categorii de utilaje articulate:

1. Cînd pivotul de articulare este amplasat în centrul geometric al patrulaterului determinat de cele patru roţi motrice.

2. Cînd pivotul de articulare este amplasat în apropierea punţii din faţă, care este şi axa motrice. În acest caz avem de-a face, de fapt, cu un agregat constituit dintr-un autotractor monoax şi un utilaj remorcat.

Ne vom ocupa de utilajele din prima categorie.

În general, o secţiune conţine motorul şi transmisiile, iar a doua utilajul de lucru. Fiecare secţiune este prevăzută cu o punte motrice, una montată rigid, cealaltă putînd oscila în plan vertical.

Punţile motrice sînt acţionate de un arbore motor comun articulat cu cardane montate în număr par, arborele putînd astfel urmări mişcările relative ale secţiunilor.

Locul de muncă al conducătorului poate fi prevăzut în oricare din secţiuni.

Rotirea secţiunilor una faţă de alta se obţine cu una sau două verine hidraulice, mai rar mecanic, cu ajutorul unei cremaliere curbe. Unghiul pe care îl pot forma ambele secţiuni între ele variază de la 30 la 90° de fiecare parte a axului longitudinal, ceea ce se traduce prin reducerea razei de bracaj faţă de maşinile echivalente dirijate prin sistemele clasice. Datorită poziţiei centrale a pivotului de articulare, în viraje maşina trasează pe sol două urme concentrice (fig. 1 d).

Amorsarea virajului efectuîndu-se prin frîngerea şasiului, condiţiile de teren n-au practic nici o influenţă asupra vitezei şi preciziei de execuţie a acestuia.

Braţul de pîrghie materializat prin lungimea şasiului, pe care am văzut că se bazează, într-o bună măsură, forţarea virajului la una din categoriile precedente, este aici redus la jumătate din lungimea şasiului. Această reducere a braţului de pîrghie este compensată şi chiar depăşită prin faptul că roţile din spate, nefiind obligate a se degaja dintr-un eventual făgaş, vor continua a acţiona în direcţia de deplasare a maşinii, avînd deci o eficienţă sporită.

Caracteristicile acestui sistem de dirijare se pot grupa în două categorii :

1. Asemănătoare cu cele ale categoriei precedente : în viraje, transmisiile şi anvelopele sînt puse în condiţii normale de lucru ; dispozitivele speciale de acţionare diferenţiată sînt înlăturate ; în teren slab, roţile din spate vor beneficia de condiţii mai bune de teren decît cele din faţă.

2. Suplimentare : se înlătură articulaţiile mecanice intercalate pe axele planetare ; în virajele efectuate din mers, banda de rulare nu se lăţeşte ; comparativ cu categoriile precedente, raza de întoarcere are o valoare mai redusă ; condiţiile de teren nu afectează practic manevrabilitatea ; cota din puterea motorului absorbită de transmisii şi condiţiile de teren este mai redusă decît cota corespunzătoare a categoriilor precedente.

Sistemul de dirijare prin articularea şasiului prezintă totuşi două deficienţe, şi anume :

a) Valoarea sarcinii aplicate în planul longitudinal al maşinii, dar în afara roţilor (ca de exemplu : cupa unui autoîncărcător, furca unui autostivuitor), scade pe măsură ce raza de întoarcere se micşorează, deoarece lungimea braţului de pîrghie format de şasiu se reduce.

b) Maşina are tendinţa de a se răsturna lateral, spre vale, mai uşor decît o maşină echivalentă dirijată cu sistem clasic, atunci cînd efectuează un viraj în contrapantă în timpul deplasării pe o curbă de nivel (de-a coasta), deoarece centrul de greutate se deplasează cu o valoare mai mare spre latura din aval a poligonului de susţinere.

Aceste două deficienţe nu au influenţă asupra unei game destul de importante de utilaje şi de obicei se neglijează. O semnalăm pentru a completa expunerea.

Totuşi, în cazul cînd aceste deficienţe se manifestă la unele categorii de lucrări, ele se combat prin : aplicarea de contragreutăţi, lungirea şasiului, lăţirea şasiului sau reducerea unor cote de lucru. Aceste dezavantaje sînt însă minore faţă de calităţile enumerate mai sus.

Pentru reducerea şi mai mare a unghiului sub care pot fi solicitate a lucra articulaţiile cardanice montate pe arborele motor, cum şi pentru a spori capacitatea de ridicare a sarcinilor frontale, ca de exemplu cupa unui autoîncărcător, unii constructori intercalează, între ambele secţiuni componente de-

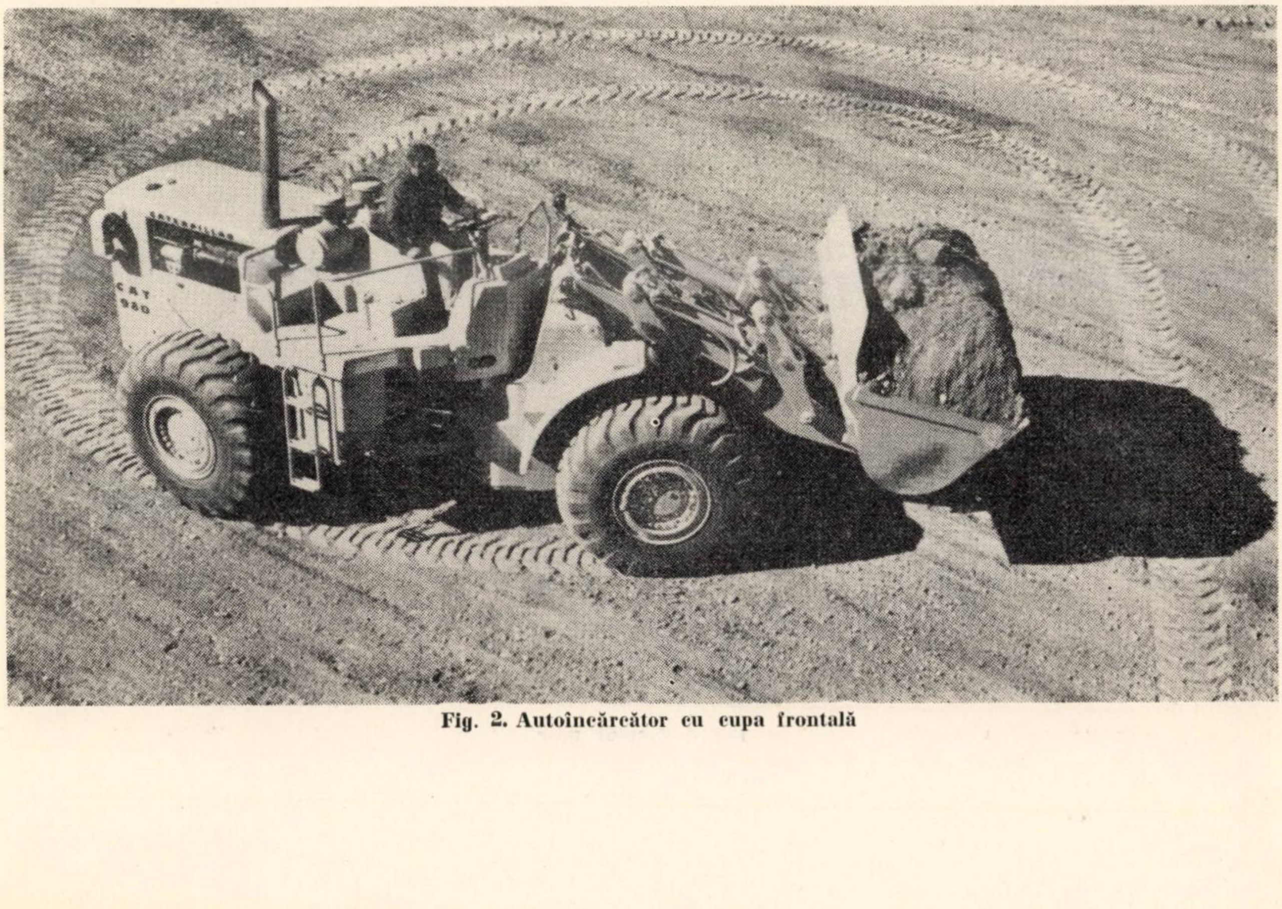


Fig. 2. Autoîncărcător cu cupa frontală

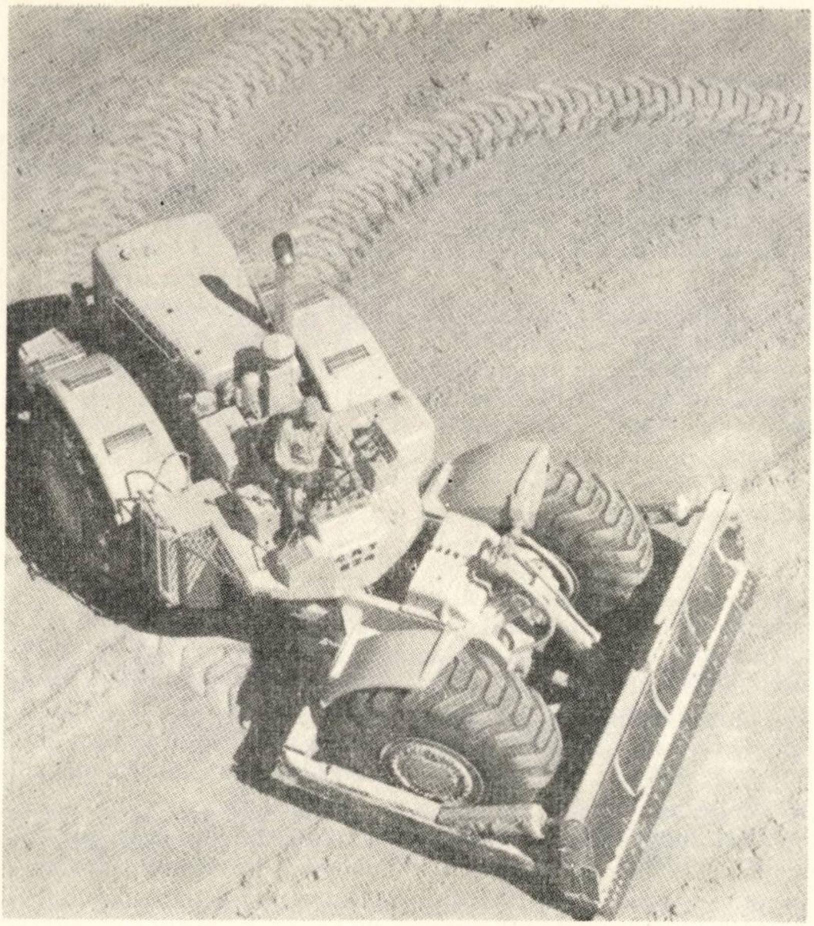


Fig. 3. Buldozer

scrise mai sus, o a treia secțiune, intermediară, însă mai redusă dimensional.

Această secțiune, datorită deplasării sale laterale către exteriorul virajelor, va acționa ca o contragreutate față de secțiunea frontală, ameliorînd capacitatea de ridicare în viraj a mașinii.

Astfel se creează o clasă suplimentară de utilaje dublu articulate.

În cele ce urmează, indicăm cîteva categorii de utilaje ale căror caracteristici de lucru sînt îmbunătățite prin aplicarea acestui sistem de dirijare.

UTILAJELE LA CARE SE PUNE ACCENTUL PE SPORIREA CAPACITĂȚII DE MANEVRARE

1. Autoîncărcătorul cu cupă frontală este cu siguranță utilajul care efectuează cele mai multe manevre pentru îndeplinirea ciclului său de lucru, majoritatea traseelor parcurse fiind curbe. Sistemul de dirijare este aplicat la toată gama de capacități ale cupei, de la 0,4 m^3 pînă la 23 m^3 (fig. 2).

2. Încărcătorul stivuitor. Sporirea manevrabilității este necesară deoarece acest utilaj lucrează de cele mai multe ori în depozite sub cerul liber, unde spațiile de circulație sînt restrînse și condițiile de teren sînt de multe ori grele. De asemenea, extinderea din ce în ce mai

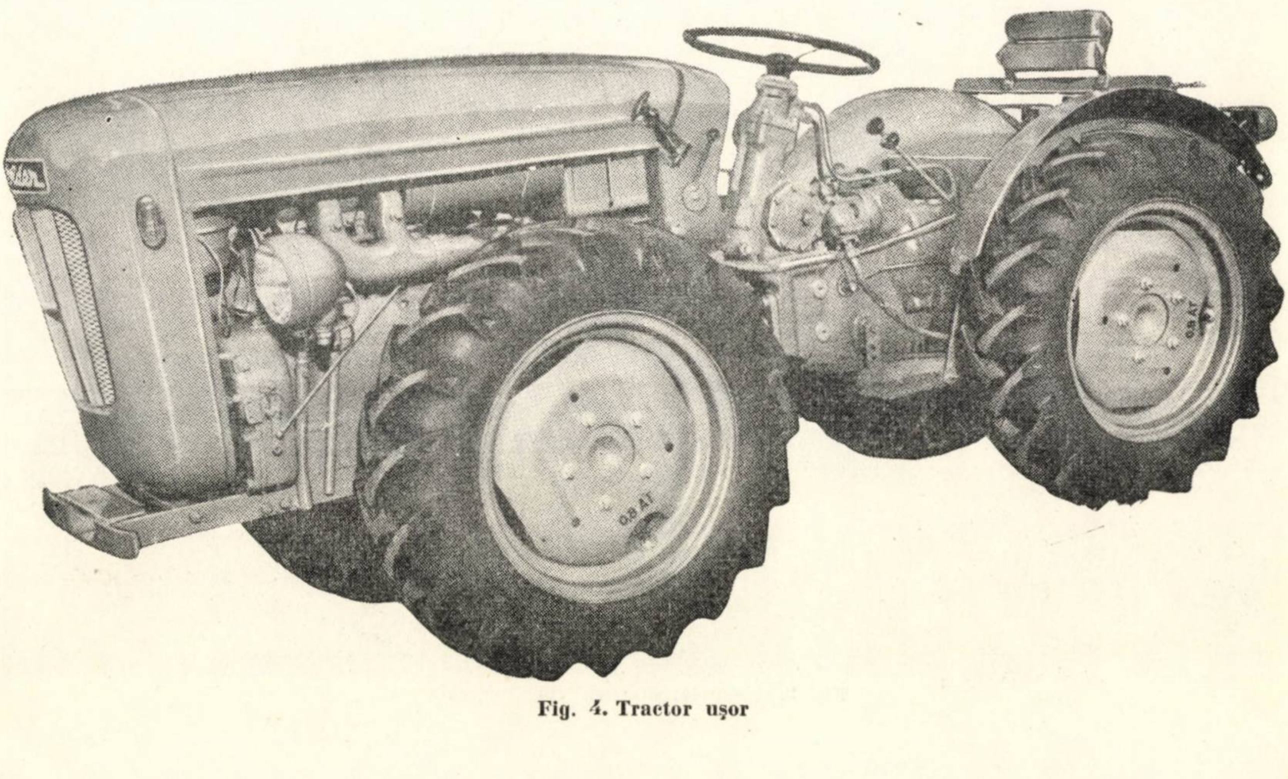


Fig. 4. Tractor ușor

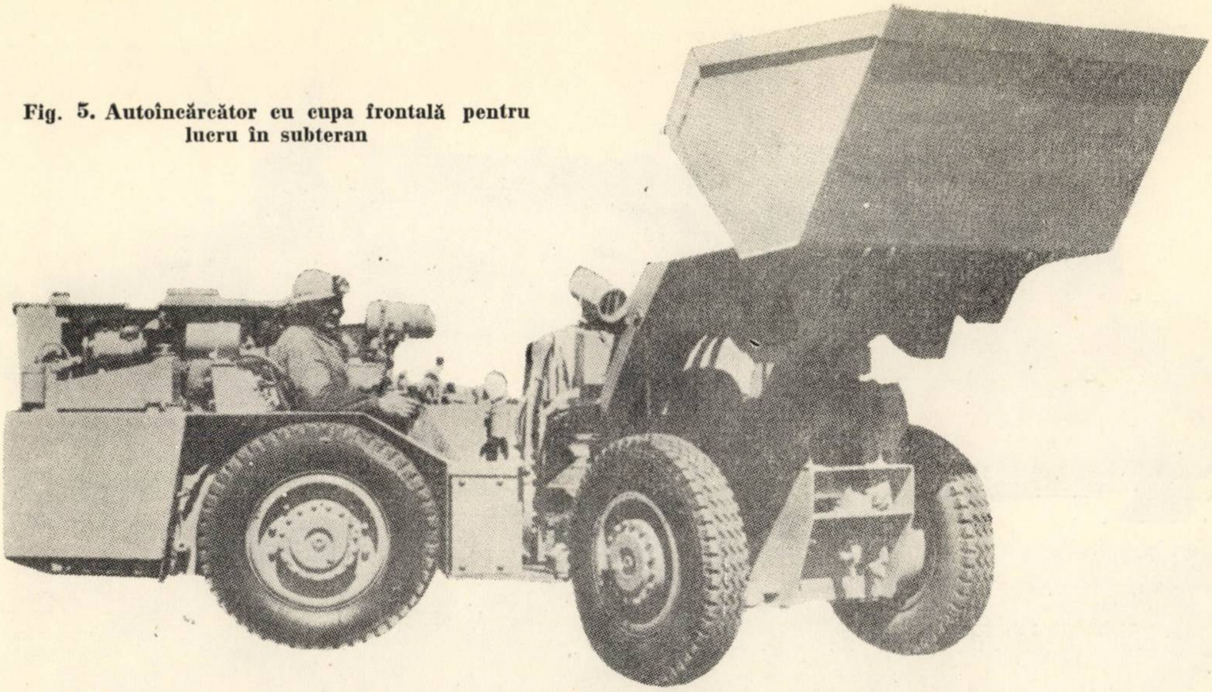


Fig. 5. Autoîncărcător cu cupa frontală pentru lucru în subteran

mare a metodei de paletizare şi conteinerizare reclamă precizie în manevră, mai ales în teren greu.

3. Buldozerele împingătoare pentru asistarea încărcării screperelor (fig. 3) au nevoie de o mare manevrabilitate pentru a se plasa cît mai repede în spatele acestora. Echipate cu un tampon de împingere în locul lamei buldozerului, ele pot începe, în unele cazuri, împingerea înainte de a fi aliniate cu screperul.

UTILAJE LA CARE SE PUNE ACCENTUL PE MENŢINEREA LĂŢIMII BENZII DE RULARE IN VIRAJE ŞI PE REDUCEREA RAZEI DE BRACAJ

1. Tractoare mici pentru parcuri şi grădini (6—8 cp) care se pot strecura cu uşurinţă printre aranjamentele florale, purtînd utilajele active acolo unde este nevoie de acţiunea lor şi reducînd posibilităţile de vătămare a plantelor printre care lucrează. Aceste tractoare pot fi conduse de personal cu o calificare mai redusă.

2. Tractoare medii (15—40 cp) care se pot strecura cu uşurinţă printre rînduri chiar dacă intervalele dintre acestea nu sînt rectilinii (fig. 4).

3. Tractoare agricole de mare putere (100—150 cp) pentru lucrări diverse.

4. Utilaje de minerit. Se poate afirma că adaptarea acestui sistem de dirijare la utilajele pe roţi folosite la încărcarea şi transportul minereurilor în subteran a produs o schimbare radicală a acestor categorii de lucrări, randamentele obţinute depăşind aşteptările (fig. 5).

Pentru a exemplifica cele arătate, vom menţiona că unele mine vechi nerentabile au putut continua lucrul şi uneori chiar au redevenit rentabile prin introducerea acestor utilaje.

5. Tractoare forestiere pentru corhănitul buştenilor în pădure. Aceste utilaje sînt destinate lucrului între obstacole naturale şi, de cele mai multe ori, în condiţii grele de teren. De aceea, pentru manevrarea lor, păstrarea lăţimii benzii de rulare în viraje şi reducerea dependenţei faţă de condiţiile de sol sînt elemente de mare importanţă (fig. 6).

UTILAJE LA CARE SE PUNE ACCENTUL PE SUPRAPUNEREA URMELOR ROŢILOR DIN SPATE PE URMELE CELOR DIN FAŢĂ

Elementele active (tamburi sau roţi prevăzute cu pneumatice) ale utilajelor de compactare dirijate prin articularea şasiului păstrează şi în viraje cu rază cît mai mică, poziţia

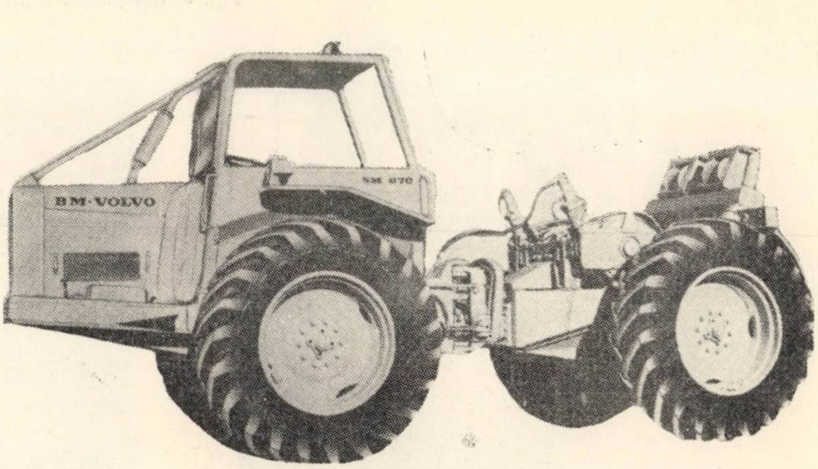


Fig. 6. Tractor forestier

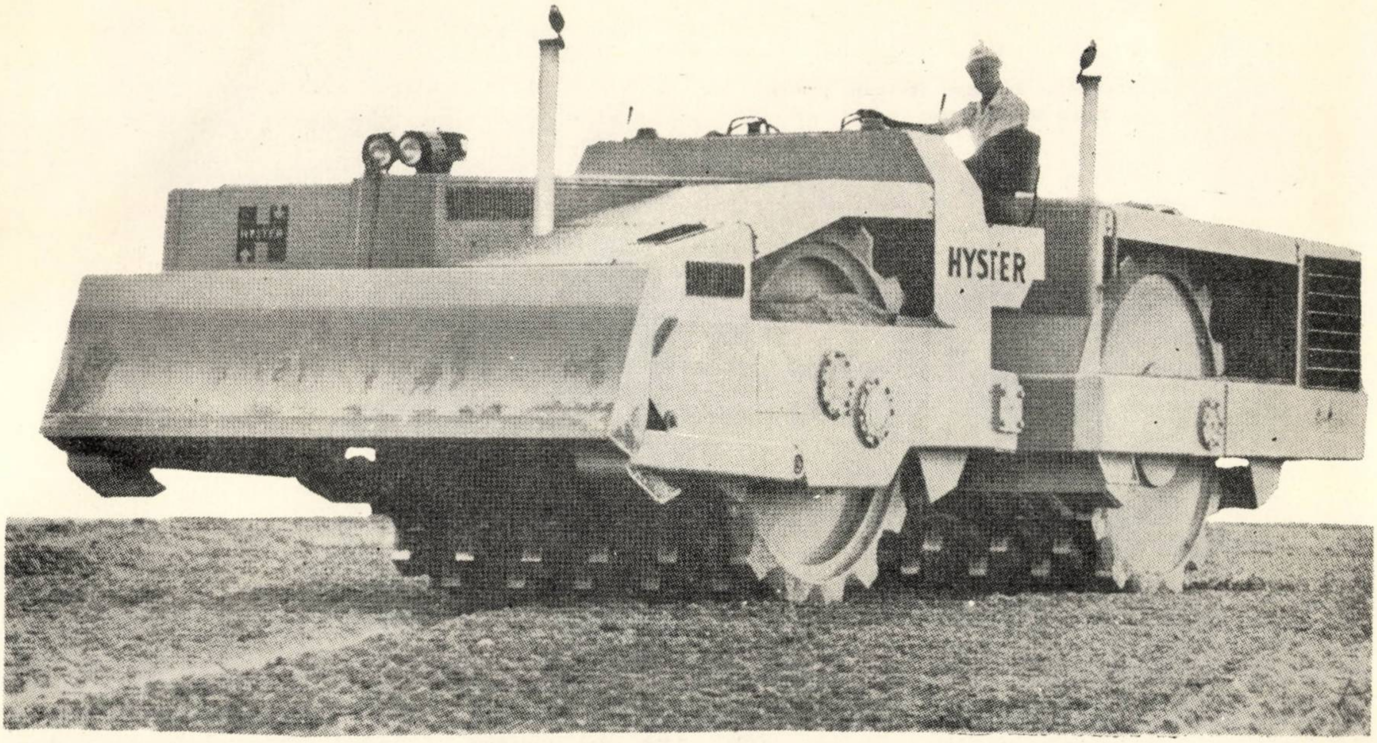


Fig. 7. Compactor cu picior de oaie

lor relativă. Astfel se înlătură în curbe depărtarea sau suprapunerea urmelor acestor elemente.

Compactarea realizată, fiind omogenă pe toată lungimea traseului, se elimină necesitatea revenirii cu treceri suplimentare în viraje. Se pot enumera următoarele categorii de utilaje pentru compactare :

— pentru compactarea terasamentelor : compactor cu picior de oaie (fig. 7), compactor cu segmenţi ;

— pentru compactarea stratului de rulare : compactoare cu roţi pneumatice, compactoare mixte cu roţi pneumatice şi tambur metalic (fig. 8), compresoare tandem statice şi vibratoare.

Unele utilaje pentru construcţii de şosele se bazează pe aceleaşi caracteristici :

— nivelatoare ale patului şoselei (fig. 9) (lucrarea se efectuează în limita lăţimii platformei, indiferent de raza curbelor);

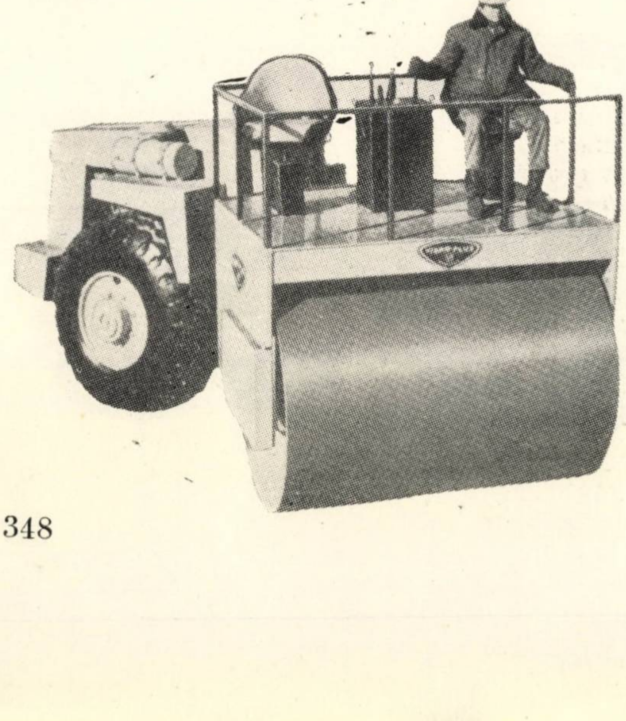
— vibrofinisoare cu cofraj glisant.

Dumperele — deşi sînt utilaje de transport, multe modele au şasiul articulat pentru sporirea capacităţii lor de manevrare.

Într-adevăr, tipurile mici care asigură transportul materialelor pe şantiere au nevoie de o manevrabilitate sporită pentru a se strecura cu uşurinţă printre schele şi printre ancombramentele şantierelor, mai ales în condiţii grele de teren.

Deci, observăm că şi unele utilaje de transport pot fi dirijate prin articularea şasiului

Fig. 8. Compactor mixt pe pneuri şi un tambur metalic



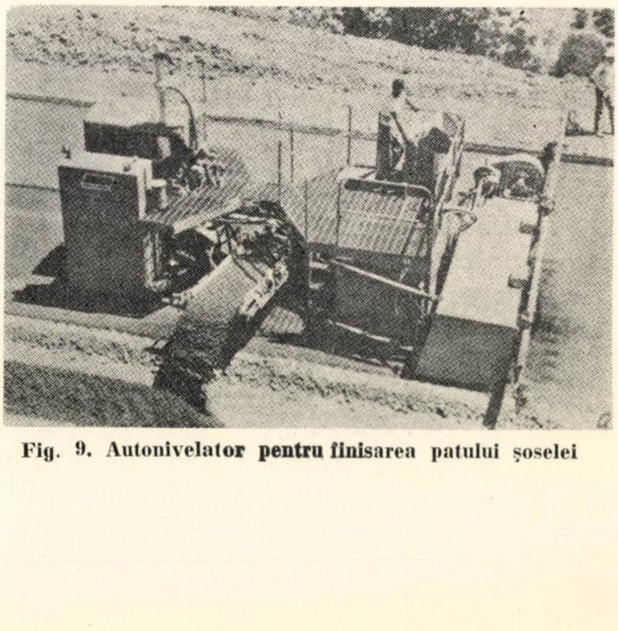


Fig. 9. Autonivelator pentru finisarea patului şoselei

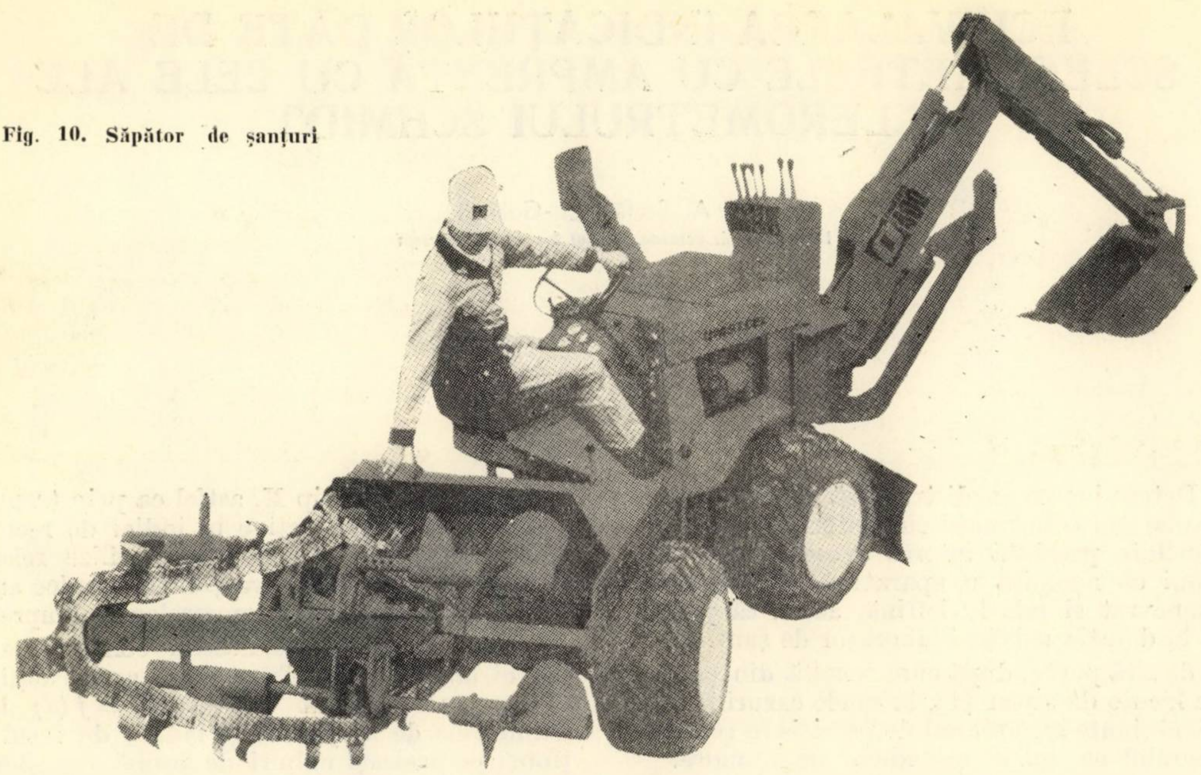


Fig. 10. Săpător de șanțuri

cînd se cere o manevrabilitate mai bună.

Aplicarea acestui sistem de dirijare este încă în faza de început la următoarele categorii de utilaje: săpătoare de șanțuri (fig. 10), astupătoare de șanțuri, șasiu port-cupe detașabile, vehicule ușoare de transport în terenuri grele. Autocamioane grele (100 t sarcină utilă) sînt înzestrate cu sistemul de dirijare menționat pentru a li se ameliora manevrabilitatea în zona utilajelor de încărcare (fig. 11).

Din cele arătate se pot defini caracteristicile de bază ale sistemului de dirijare prin articularea șasiului, și anume: roțile din spate, călcînd mereu pe urma roților din față, se reduce rezistența la înaintare a mașinii în viraje, ameliorîndu-se totodată condițiile de teren ale roților din spate, se reduce raza de întoarcere a vehiculului, se reduce numărul de piese de mare uzură ale transmisiilor; prin eliminarea cuplajelor cardanice montate pe axele planetare și a dispozitivelor mecanice de diferențiere montate pe arborele motor, articulațiile acestuia din urmă, cît și anvelopele lucrează în condiții normale și, în general, capacitatea de manevrare este mărită.

Aceste caracteristici pot contribui la sporirea eficienței la diferite categorii de utilaje: utilaje care au de efectuat manevre rapide și complexe, utilaje care lucrează pe trasee ce se strecoară printre obstacole, cum și acele utilaje care lucrează în mod curent pe trasee curbe cu raze reduse și în terenuri grele, atenuînd în mare măsură efectele negative ale acestora.

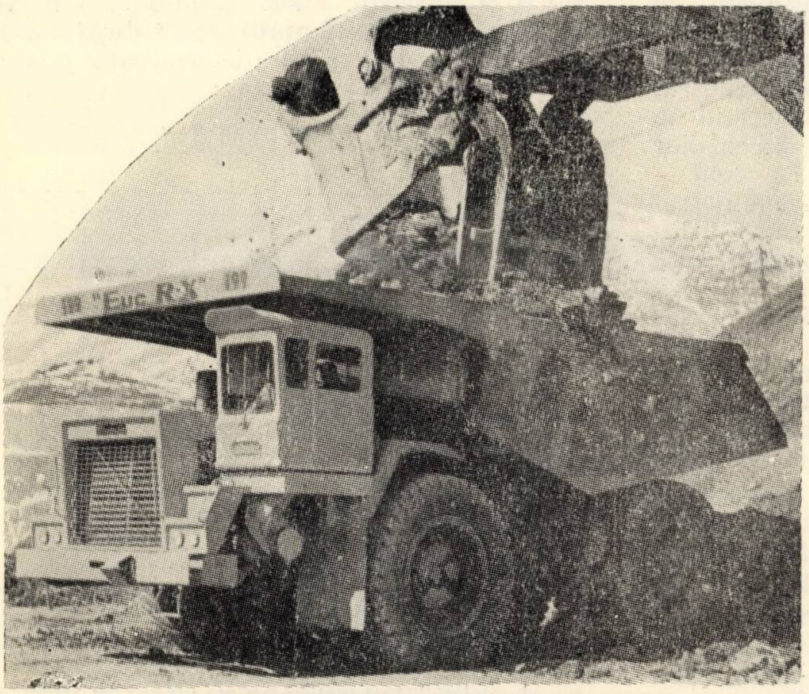


Fig. 11. Autocamion basculant de 100 t sarcină utilă

ECHIVALAREA INDICAŢIILOR DATE DE SCLEROMETRELE CU AMPRENTĂ CU CELE ALE SCLEROMETRULUI SCHMIDT

Ing. A. Ştefănescu-Goangă
Laboratorul de betoane. Trustul 5 construcţii Braşov

1. Determinarea nedistructivă a rezistenţei betonului din construcţii cu ajutorul metodelor de duritate prezintă interes deosebit datorită faptului că necesită o aparatură simplă, uşor de manevrat şi relativ ieftină, astfel că poate intra în dotaţia oricărui laborator de şantier.

Pe de altă parte, după cum rezultă din cercetările făcute de autor [1], în unele cazuri rezultatele obţinute au un grad de precizie în general comparabil cu cel al metodelor ultrasonore.

Pentru transformarea în rezistenţe a indicaţiilor date de sclerometru s-au studiat în diferite ţări relaţii de diferite forme, care sînt, în general, curbe socotite valabile pentru orice fel de beton. În străinătate, abia în ultimul timp au început să fie stabilite relaţii diferenţiate, în raport cu unele caracteristici ale betonului, cum ar fi dozajul de ciment [2]. La noi în ţară, încă din anul 1960 s-au efectuat de către INCERC studii care au arătat că pentru a mări gradul de precizie în determinarea rezistenţei betonului este necesar să se ţină seamă de anumite elemente constructive ale acestuia, de modul de păstrare şi de vîrstă. Aceste cercetări au fost concretizate în instrucţiunile tehnice C 30.67 pentru încercarea betonului cu sclerometrul Schmidt tip N. Tot în aceste instrucţiuni se dau şi formule de transformare a indicaţiilor date de alte tipuri de sclerometre cu recul — sclerometrele Schmidt tip L şi sclerometrul Schmidt tip P (pendul). La noi în ţară se utilizează însă şi sclerometre cu amprentă, cum sînt sclerometrele Kremikoveţ, fabricate în R. P. Bulgaria, şi sclerometrul H.P.S. (fabricat în R.D. Germană). Pentru utilizare, fiecare dintre ele are în prospectul respectiv cîte o tabelă care transformă diametrele de amprentă în rezistenţe. Această tabelă reprezintă de fapt curbele de relaţie unice pentru orice fel de beton şi deci, după cum am mai arătat, dau o împrăştiere foarte mare a rezultatelor. Pentru a putea profita de avantajele corectării rezistenţelor cu ajutorul coeficienţilor de influenţă ai caracteristicilor şi pentru a reduce gradul de aproximare, este necesar să se stabilească o echivalenţă între diametrele de amprentă date de aparatele citate şi indicii de recul ai sclerometrului Schmidt tip N, astfel ca prin transformarea citirilor respective în indici de recul ai acestui sclerometru să se poată utiliza relaţiile şi tabelele date de instrucţiunile tehnice amintite şi la folosirea sclerometrelor cu amprentă.

2. Pentru stabilirea acestei echivalenţe, în cadrul laboratorului Trustului 5 construcţii din Braşov s-a studiat relaţia $S_N = f(d)$ între diametrele de amprente şi indicii de recul obţinuţi pe aceleaşi cuburi de probă (cca 300 de bucăţi). Pentru aceasta s-au determinat, pe fiecare cub, indicii de recul cu sclerometrul Schmidt tip N şi amprenta cu fiecare din cele două tipuri de sclerometre arătate. S-au grupat apoi rezultatele, calculîndu-se indicele mediu de recul, corespunzător fiecărui diametru de amprentă.

2.1. Sclerometrul Kremikoveţ

În figura 1 am reprezentat punctele rezultate din încercarea paralelă cu sclerometrul Schmidt tip N şi cu sclerometrul Kremikoveţ. Se vede că punctele se înşiră aproximativ după o dreaptă. Dreapta de regresie determinată prin metoda cunoscută are ecuaţia :

$$S_N = 92 - 11{,}5\ d, \qquad (1)$$

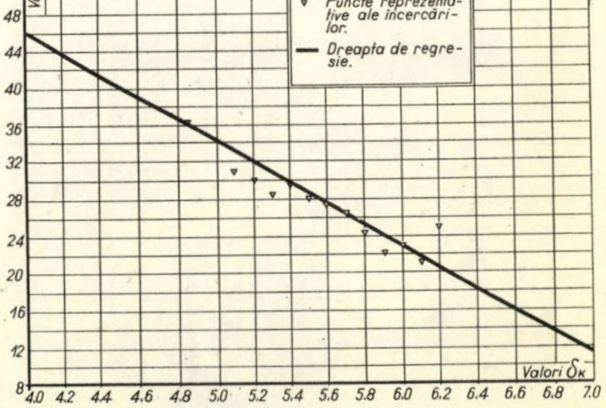


Fig. 1. Determinarea relaţiei $S_N = f(d)$ pentru sclerometrul Kremikoveţ

în care d este diametrul amprentei date de sclerometrul Kremikoveț, iar S_N indicele de recul corespunzător la sclerometrul Schmidt tip N. Coeficientul de corelație Pearson, calculat pentru această grupare de puncte, are valoarea $r = 0{,}95$, ceea ce arată o corelație foarte strînsă și înseamnă că relația (1) este semnificativă.

Procedeul arătat prezintă desigur o aproximație mai mare decît o determinare directă, deoarece avem mai întîi însăși aproximația dată de sclerometrul cu amprentă, la care se adaugă aproximația relației de transformare. Dacă însă suma acestor aproximații nu este mai mare decît cea care intervine în determinarea rezistenței cu sclerometrul cu amprentă pe baza curbei unice date de prospect, procedeul este avantajos, cel puțin atît timp cît nu se determină prin studii speciale coeficienții de influență pentru sclerometrele cu amprentă.

Cu ajutorul probelor făcute, au fost comparate următoarele rezistențe :

— R_S, rezistența calculată pe baza indicelui de recul S_N citit pe sclerometrul Schmidt tip N (media a 10 lovituri) ;

— R_K, rezistența calculată pe baza valorii S_N stabilite cu ajutorul relației (1), d fiind diametrul de amprentă citit pe același beton cu sclerometrul Kremikoveț ;

— R, rezistența calculată pe baza diametrului de amprentă cu ajutorul tabelei date de prospectul aparatului.

Grupînd probele pe intervale de rezistență s-au obținut valorile medii înscrise în tabela 1.

Tabela 1

Comparația rezistențelor calculate

Intervalul de rezistență	Rezistențe calculate		
	pe baza indicelui de recul citit direct R_S	pe baza indicelui de recul calculat cu relația (1) R_K	pe baza curbei unice date de prospect R
50—100	82	109	126
101—150	118	126	138
151—200	170	171	190
201—250	172	184	212
251—300	210	214	248
Medii	164	172	196
Eroarea maximă de temut e_{90}	35%	34%	37%

Din tabela 1 se vede că :

— Valorile rezistențelor obținute prin utilizarea relației (1) și aplicarea tabelelor din instrucțiunile C.30—67 sînt mai apropiate de valorile obținute cu ajutorul sclerometrului Schmidt tip N decît cele obținute prin utilizarea curbei prospectului, deși, după cum am arătat, s-a introdus o aproximație în plus. Aceasta se explică prin efectul favorabil al aplicării coeficienților de influență ai caracteristicilor betonului.

— Cu excepția intervalului de rezistență 50—100 kgf/cm², care se știe că este un domeniu nesigur în determinarea rezistențelor cu sclerometrul, diferențele între rezistențele calculate direct pe baza indicelui de recul Schmidt N și cele calculate prin transformare pe baza diametrului de amprentă nu trec de 7%, media pe total (inclusiv intervalul 50—100 kgf/cm²) fiind de 5%.

2.2. Sclerometrul H.P.S.

Pentru sclerometrul cu amprentă tip H.P.S. s-a procedat în același mod, folosindu-se cuburile care au servit la determinarea precedentă. Sclerometrul avînd două curse (cursa 1/1 pentru betoane de rezistență mai mare și cursa 1/2 pentru betoane de rezistență mai mică), au fost aplicate două rînduri de bătăi. Din sistematizarea datelor, așa cum am arătat mai înainte, a rezultat pentru fiecare cursă o populație de puncte indicînd tot o relație liniară (fig. 2).

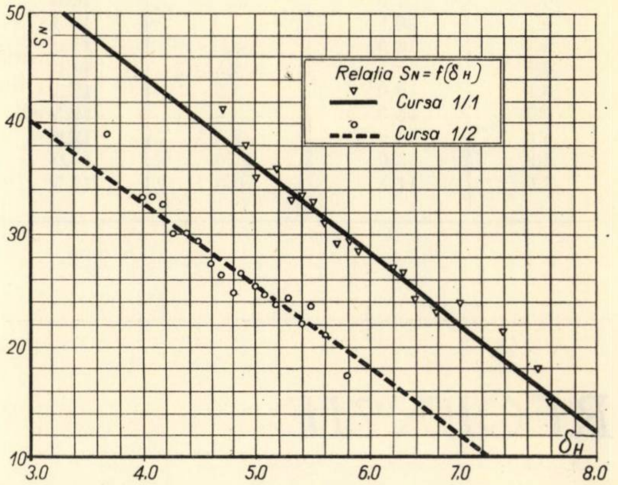


Fig. 2. Determinarea relației $S_N = f(d)$ pentru sclerometrul H.P.S.

Coeficienții de corelație foarte buni (0,94 pentru cursa 1/1 și 0,92 pentru cursa 1/2) arată că relațiile sînt semnificative. Ecuațiile dreptelor de regresie, care exprimă relațiile căutate, sînt :

— pentru cursa 1/1 — $S_N = 76 - 7{,}95\ d$; (2)

— pentru cursa 1/2 — $S_N = 62 - 7{,}35\ d$, (3)

în care d este diametrul amprentei lăsate pe beton de sclerometrul H.P.S. (media a 10 bătăi), iar S_N indicele de recul la sclerometrul Schmidt tip N pe baza căruia se calculează rezistența la compresiune a betonului.

Pentru ușurarea transformării am stabilit, pe baza relațiilor (1), (2) și (3), o tabelă de echivalare — tabela 2.

Tabela 2

Echivalarea diametrelor de amprentă cu indicii de recul

Diametrul amprentei (mm)	Indicii de recul corespunzători pentru sclerometrul		
	Kremikoveţ	H.P.S.	
		cursa 1/1	cursa 1/2
4,0	46,0	44,0	32,5
4,1	45,0	43,5	32,0
4,2	44,0	42,5	31,0
4,3	42,5	42,0	30,5
4,4	41,5	41,0	29,5
4,5	40,5	40,0	29,0
4,6	39,0	39,5	28,0
4,7	38,0	38,5	27,5
4,8	37,0	38,0	26,5
4,9	36,0	37,0	26,0
5,0	34,5	36,0	25,0
5,1	33,5	35,5	24,5
5,2	32,0	34,5	24,0
5,3	31,0	34,0	23,0
5,4	30,0	33,0	22,5
5,5	29,0	32,5	21,5
5,6	27,5	31,5	21,0
5,7	26,5	30,5	20,0
5,8	25,0	30,0	19,5
5,9	24,0	29,0	18,5
6,0	23,0	28,5	18,0
6,1	22,0	27,5	17,0
6,2	21,0	26,5	16,5
6,3	20,0	26,0	15,5
6,4	18,5	25,0	15,0
6,5	17,5	24,5	14,0
6,6	16,0	23,5	13,5
6,7	15,0	23,0	12,5
6,8	14,0	22,0	12,0
6,9	13,0	21,0	11,0
7,0	11,5	20,5	10,5

Practic, se procedează în felul următor :

— se stabileşte diametrul *d* al amprentei, luînd media a 10 bătăi în zona respectivă ;

— se intră în tabela 2 pe linia diametrului citit şi se găseşte, în coloana corespunzătoare sclerometrului cu care se lucrează, indicele de recul echivalent la sclerometrul Schmidt tip N ;

— cu acest indice se intră în diagramele sau tabelele date de instrucţiunile tehnice C. 30—67 pentru sclerometrul Schmidt şi se citeşte rezistenţa pe curba, respectiv în coloana, corespunzătoare coeficientului de influenţă total stabilit pe baza datelor betonului cercetat.

CONCLUZII

Interpretarea rezultatelor date de sclerometrele cu amprentă se poate face, fără a se introduce erori suplimentare, prin echivalarea diametrelor de amprentă cu indicii de recul ai sclerometrului Schmidt tip N. În felul acesta se poate beneficia şi la aceste tipuri de sclerometre de avantajele aplicării coeficienţilor de influenţă ai caracteristicilor betonului, obţinîndu-se aproximaţii mai mici decît în cazul utilizării curbelor unice date de prospecte.

Bibliografie

[1] Frey H. : *Experienţa în încercarea cu sclerometrul cu recul.* Beton und Stahlbeton, nr. 3, martie 1969.

[2] INCERC — *Instrucţiuni tehnice pentru încercarea betonului cu sclerometrul Schmidt tip N.* Buletinul CSCAS, nr. 1/1968.

RECENZIE

D. Moraru, E. Dimitriu-Vîlcea

UMEZEALA ÎN CONSTRUCŢII ŞI COMBATEREA EI

Bucureşti, Ed. Tehnică, 1969.

Lucrarea încearcă — pe parcursul a cca 300 de pagini împărţite în 10 capitole — să realizeze o sinteză a metodelor folosite astăzi pe plan mondial în domeniul combaterii umezelii, care afectează atît buna exploatare a construcţiilor, cît şi integritatea materialelor din care ele sînt realizate.

Plecînd de la faptul că în practica curentă nu se aplică totdeauna cele mai corespunzătoare metode de îndepărtare a umezelii, datorită necunoaşterii fenomenelor fizice şi chimice ce se produc, autorii au considerat necesar ca în primele trei capitole să prezinte diferitele aspecte ale migraţiei umezelii în construcţii şi teoriile pe baza cărora se poate face încadrarea în legi fizico-matematice a acestui proces.

Următoarele patru capitole (cap. IV—VII) tratează în mod critic metodele utilizate pentru combaterea umidităţii construcţiilor ;

— metode bazate pe intervenţii asupra infrastructurii clădirilor (subzidiri) ;

— metode bazate pe crearea unui sistem de ventilare a zidăriilor invadate de umezeală ;

— metode de electrodrenare activă şi pasivă ;

— metode bazate pe injectarea unor substanţe hidrofuge şi impermeabilizatoare.

În această parte a lucrării sînt expuse atît principiile metodelor, cît şi o serie de aplicaţii concrete ; de asemenea, unele realizări ale autorilor. Este de menţionat că în contextul discuţiilor purtate între specialiştii din diverse ţări asupra eficienţei metodelor de electrodrenare, autorii cărţii se declară partizani ai procedeelor electrice, susţinîndu-şi punctul de vedere cu argumente de natură să reţină atenţia cititorilor interesaţi în aprecierea acestei probleme.

Faţă de redactarea generală a acestei părţi se poate face însă observaţia că o reconsiderare a metodelor clasice de hidroizolare, în lumina teoriilor fizice amintite, n-ar fi fost lipsită de utilitate.

Un capitol special (cap. VIII) este dedicat problemei protecţiei lemnului, pe considerentul existenţei unui fond mare de asemenea construcţii, unele de valoare istorică sau culturală.

Capitolul IX al cărţii tratează metodele de măsurare a umezelii în construcţii, insistîndu-se în special asupra realizărilor de la noi din ţară, iar în ultima parte (cap. X) sînt prezentate metodele de proiectare şi calcul al elementelor exterioare de construcţie, în vederea protejării acestora împotriva acţiunii umezelii.

În concluzie, o carte utilă, atît prin problema pe care o tratează, cît şi prin punctele de vedere susţinute, a căror analiză critică poate interesa pe constructori ca şi pe alţi specialişti.

Ing. Romulus Constantinescu

TEXTURI SPECIALE ALE BETONULUI APARENT

Conf. ing. **E. Beiu**
Institutul politehnic Cluj

Ing. **P. Popa**
Filiala INCERC Cluj

În scopul extinderii realizărilor obținute în domeniul betonului aparent de diferite colective de cercetare din țară în perioada 1966–1968, în anul 1969 cercetările efectuate de colectivul din Cluj[*] au fost orientate în direcția îmbogățirii și perfecționării tehnologiei betonului aparent cu parament brut, studiindu-se executarea unor texturi speciale și adîncind tehnica compactării betonului prin vibrare, în vederea îmbunătățirii calității suprafeței, prin reducerea la minimum a numărului și mărimii porilor (atît cît se poate realiza aceasta exclusiv pe seama vibrării).

Articolul de față prezintă rezultatele cercetărilor efectuate în direcția obținerii unor texturi speciale ale suprafeței aparente a betonului după decofrare, precum și recomandări decurgînd din aceste rezultate.

I. OBȚINEREA UNOR TEXTURI ALE SUPRAFEȚEI APARENTE A BETONULUI CARE SĂ EVIDENȚIEZE PREGNANT FIBRA LEMNULUI DIN CARE S-A ALCĂTUIT COFRAJUL

Un efect deosebit de frumos produce imprimarea pe fața betonului a fibrelor lemnului, mai ales în cazul cînd acestea sînt mult evidențiate.

Lemnul de rășinoase, sub efectul uscării, se contractă în moduri diferite : lemnul tare, avînd structura mai densă, se contractă mai puțin decît lemnul moale, fibrele lemnului fiind astfel scoase în evidență în mod natural.

Prin metoda naturală a uscării materialului nu se obțin însă diferențe suficient de accentuate.

De aceea, pentru scoaterea mai mult în evidență a fibrelor lemnului au fost efectuate numeroase studii și cercetări de laborator.

Într-o primă etapă au fost utilizate diferite tratamente chimice, care au constat din aplicarea pe suprafața lemnului ecarisat a diferiți acizi sau baze, cu scopul de a macera partea moale a lemnului.

S-a constatat că unele substanțe chimice dizolvă o parte din lignina ce se află în compoziția lemnului, fără a avea totuși un efect direct asupra țesuturilor, în sensul urmărit.

În a doua etapă au fost efectuate încercări de reliefare pronunțată a fibrelor prin arderea suprafeței lemnului ecarisat după o prealabilă aplicare, într-un singur strat sau în mai multe straturi succesive, a unei soluții speciale compuse din motorină și un adaos de parafină. Relieful fibrelor astfel obținut nu a fost însă suficient de pronunțat.

Rezultate pe deplin corespunzătoare au fost obținute abia în a treia etapă a cercetărilor, utilizîndu-se un procedeu combinat, care a constat din tratarea inițială a scîndurilor sau dulapilor de brad cu substanțe chimice, urmată de arderea suprafețelor, după o prealabilă aplicare a soluției speciale de motorină cu adaos de parafină. Au fost obținute fibre în relief cu diferențe de 4 pînă la 7 mm.

Tratarea scîndurilor sau dulapilor de brad cu substanțe chimice se realizează prin introducerea și păstrarea materialului într-o baie de acid diluat în care este lăsat să plutească timp de cca 24 de ore.

După tratarea scîndurilor cu substanțe chimice este necesar ca materialul să se lase o zi sau două să se usuce, astfel încît arderea să se facă cît mai bine și mai uniform. În vederea stabilirii procedeului optim au fost utilizate mai multe metode de ardere. Una din aceste metode a prevăzut ca soluția de ardere să fie aplicată în 1, 2, 3 și 6 straturi succesive pe scînduri și dulapi de brad inițial tratați chimic, arderea fiind apoi efectuată după aplicarea ultimului strat de soluție (ardere liberă sau ardere cu lampa de benzină).

În alt caz, soluția a fost aplicată în straturi ca și mai înainte, însă arderea s-a făcut după aplicarea fiecărui strat de soluție (liber sau cu lampa de benzină).

Cele mai bune rezultate au fost obținute utilizînd procedeul de aplicare și ardere succesivă a fiecărui strat, arderea efectuîndu-se în mod liber, numărul de straturi succesive fiind de trei.

În cazul aplicării mai multor straturi succesive de soluție și al efectuării arderii numai după aplicarea ultimului strat se realizează un strat prea gros, iar la încălzire, soluția curge pe părțile laterale ale scîndurilor, făcîndu-le să ardă și deteriorîndu-le astfel canturile.

---

[*] Au colaborat INCERC Cluj : conf. ing. Eugen Beiu și cercetător principal ing. Petre Popa, Institutul politehnic Cluj : catedra construcții de beton armat, tehnologia construcțiilor : șef lucr. ing. Terente Hossu, asist. ing. Ioan Capătă și șef lucr. ing. Aurel Costea. Întreprinderea construcții-montaj Cluj : director general ing. Mircea Popovici, ing. Ion Găvruș, ing. Dumitru Bojan, ing. Gheorghe Steroiu, ing. Mihai Pușcaș, ing. Petre Moldovan.

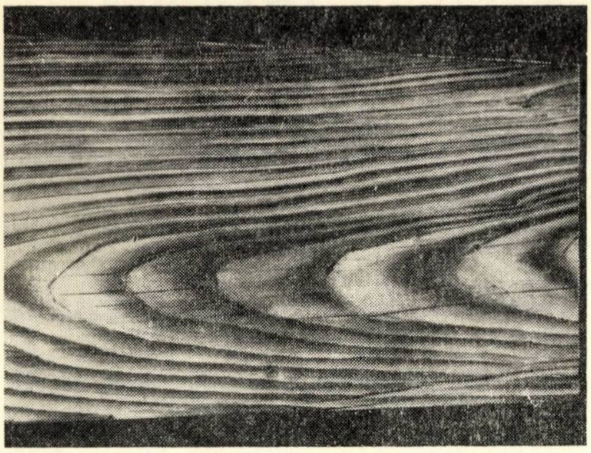


Fig. 1. Dulap de brad tratat cu acid clorhidric diluat 1/2 timp de 12 ore și ars în trei straturi consecutive cu soluție de motorină + 6 % parafină

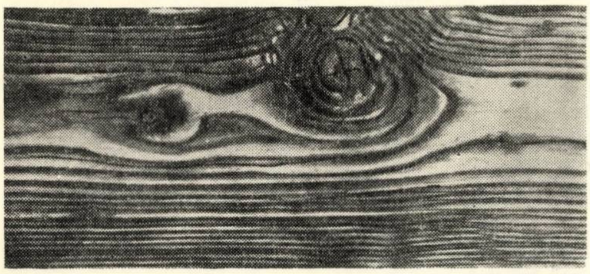


Fig. 2. Dulap de brad tratat cu acid clorhidric diluat 1/2 timp de 24 ore și ars în trei straturi consecutive cu soluție de motorină + 6 % parafină

În cazul arderii cu lampa de benzină se obțin de asemenea rezultate bune, însă arderea este mai anevoioasă.

La arderea liberă trebuie avut în vedere că soluția de motorină cu adaos de parafină nu se aprinde instantaneu ca benzina, ci sînt necesare cca 30 de secunde pînă se încălzește, după care arderea se realizează foarte bine, mai ales în straturile 2 și 3 (aprinderea se face cu hîrtie sau cu lampă de benzină).

Se recomandă ca arderea liberă să se efectueze în locuri ferite de vînt, pentru a se realiza uniform și spre a se evita accidentele.

După terminarea arderii se procedează la curățirea lemnului ars cu ajutorul periilor de sîrmă, prin frecare în lungul fibrelor. Frecarea se poate face și perpendicular pe fibre, dar numai în cazul cînd aceasta nu produce ruperea fibrelor.

La o zi sau două de la prima curățire se va proceda la o nouă curățire a scîndurilor cu periile de sîrmă, insistîndu-se pînă se curăță complet lemnul ars, mai închis la culoare. Deoarece curățirea cu peria se face cu atît mai ușor cu cît lemnul este mai uscat, după prima curățire scîndurile se vor păstra în locuri uscate, iar cînd este posibil se vor trece prin uscător.

Nu este indicată curățirea cu peria de sîrmă după fiecare ardere intermediară, fiindcă s-ar micșora efectul obținerii fibrelor profilate cît mai pronunțat posibil.

Lemnul ars, carbonizat, lucrează ca un burete și fiindcă lemnul moale este — după o ardere intermediară — mai intens carbonizat absoarbe mai multă soluție de motorină cu adaos de parafină decît lemnul tare. În consecință, la arderea următoare el arde mai intens și se carbonizează pe o adîncime mai mare decît lemnul tare.

O condiție importantă pentru obținerea unor rezultate bune o constituie alegerea scîndurilor sau dulapilor în așa fel încît să aibă de la început fibrele cît mai puternic marcate și mai bogate în lemn moale, iar materialul să fie uscat, deoarece materialul umed arde greu și crapă în timpul arderii.

În cursul cercetărilor și experimentărilor efectuate s-a constatat că, deși arse la fel și în aceleași condiții ca și dulapii, adîncimea de decapare a scîndurilor de cca 3—4 mm este mai mică decît a dulapilor. Desenul fibrelor este în schimb mai clar și mai bogat decît în cazul dulapilor. Acest lucru se datorește în parte faptului că la debitare, scîndurile nu sînt tăiate la fel ca dulapii.

S-a încercat și decaparea panourilor de cofraj gata confecționate, însă rezultatele obținute nu au fost corespunzătoare, deoarece soluția de ardere, localizîndu-se mai mult la rosturile de îmbinare a scîndurilor, face ca în acele locuri arderea să se efectueze mai intens, provocînd deschiderea îmbinărilor la 3—8 mm și arderea muchiilor scîndurilor. Acest fenomen se manifestă mai mult la panourile de dimensiuni mai mari de 0,25 m², și mai puțin la panourile mici, sub 0,25 m². În concluzie, nu se recomandă arderea panourilor de cofraj gata confecționate în vederea decapării, ci numai a scîndurilor sau dulapilor separați.

În figurile 1 și 2 se prezintă două probe de dulapi decapați după procedeul descris mai sus.

În vederea confecționării panourilor este necesar ca scîndurile sau dulapii decapați să fie trași pe o față la mașina de grosime, în care scop se va proteja fața decapată cu un placaj „tego" sau cu scîndură, pentru a nu se deteriora. De asemenea, pentru a executa o astereală etanșă, canturile scîndurilor sau dulapilor se vor îndrepta la mașina de rindeluit, după care se vor unge cu aracet și se vor strînge pentru lipire, odată cu fixarea pe rame, care se realizează prin baterea în cuie.

La montarea panourilor de cofraj, la turnarea și la vibrarea betonului urmează a se respecta regulile specifice privind executarea lucrărilor în beton aparent cu parament brut.

Întrucît aderența betonului la aceste cofraje este mai mare decît la cofrajele cu astereala impermeabilă, înainte de betonare se vor aplica pe fața interioară a panourilor, obliga-

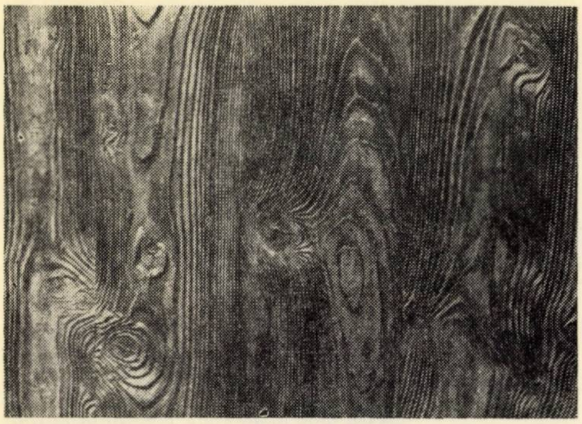


Fig. 3. Textură prezentînd fibra lemnului adînc imprimată în relief pe suprafața betonului. Fibrele sînt orientate vertical

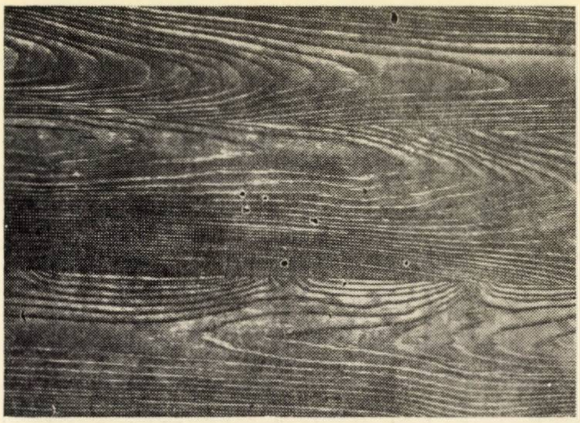


Fig. 4. Textură prezentînd fibra lemnului adînc imprimată în relief pe suprafața betonului. Fibrele sînt orientate orizontal

toriu, soluții decofrante. În acest scop se recomandă utilizarea soluției decofrante compuse din motorină și 6% adaos de parafină sau cerezină, aplicată cu pensula într-un singur strat.

În figurile 3, 4 și 5 se prezintă suprafețe de beton aparent cu parament brut executate în cofraje cu astereala din dulapi decapați conform procedeului expus mai sus.

Se poate observa adîncimea obținută în procesul decapării scîndurilor sau dulapilor, prin efectul obținut pe suprafața aparentă a betonului. Negativul realizat pe astereala cofrajului se regăsește sub forma unei texturi care redă, intens profilate, fibrele lemnului.

Efectul plastic obținut este original și foarte interesant, constituind una din multiplele posibilități de exprimare a betonului aparent cu parament brut, care poate fi valorificată atît la lucrări exterioare, cît și la lucrări interioare.

II. OBȚINEREA UNEI TEXTURI A SUPRAFEȚEI APARENTE A BETONULUI CARE PREZINTĂ EVIDENȚIAT GRANULELE DE AGREGAT

Asemenea texturi se pot obține prin diferite procedee chimice sau mecanice, în funcție de adîncimea urmărită de dezvelire a granulelor, de tipul elementului și de timpul de decofrare.

Procedeele chimice se aplică în general la betonul proaspăt, avînd efect în timpul prizei și întăririi acestuia, iar procedeele mecanice se aplică asupra betonului întărit și necesită o aparatură specială.

Colectivul nostru a experimentat procedeul chimic. Au fost utilizate, pentru aplicare pe fața cofrajului, soluții care acționează ca întîrzietori de priză, iar după decofrare, fața betonului a fost spălată cu un jet de apă sub presiune, folosindu-se la nevoie și peria de sîrmă.

Ca întîrzietor de priză a fost utilizat reziduul de la fabricarea zahărului (melasa), fiind ieftin și ușor de procurat.

În cadrul cercetărilor efectuate s-a studiat efectul în adîncime și în timp al întîrzietorului de priză, în funcție de concentrația acestuia și de modul de aplicare pe suprafețele verticale. În acest scop, concentrația melasei a fost variată de la starea de livrare (concentrată) pînă la starea diluată 1/10 (o parte melasă și 10 părți apă — în greutate), iar aplicarea soluției s-a efectuat astfel:

— într-un singur strat, pentru melasă concentrată;

— în două straturi, pentru melasă diluată 1 :1 pînă la 1 :5;

— în trei straturi, pentru melasă diluată 1 :6 pînă la 1 : 10.

Decofrarea s-a făcut începînd de la o zi pînă la 8 zile după betonare.

Probele au fost efectuate pe prisme de 20 × 20 × 40 cm, cofrajul avînd astereala executată din placaj „tego”. În fiecare zi s-au decofrat cîte trei prisme, făcîndu-se cîte patru citiri pe fiecare față, astfel că rezultatele cuprinse în diagramele din figurile 6 — 25 reprezintă pentru fiecare zi media a cca 48 de măsurători.

S-a constatat că efectul în adîncime al întîrzietorului de priză este de la 1 la 10 mm (pe unele porțiuni izolate chiar mai mare, formînd mici gropi de cca 15 mm) și variază direct proporțional cu concentrația soluției și invers proporțional cu timpul la care se efectuează decofrarea.

Cu ajutorul diagramelor prezentate se poate determina ușor relația dintre timpul de decofrare, adîncimea de dezvelire a granulelor și concentrația soluției întîrzietorului de priză.

Astfel, dacă, din anumite cauze, decofrarea nu se poate efectua decît după șapte zile de la

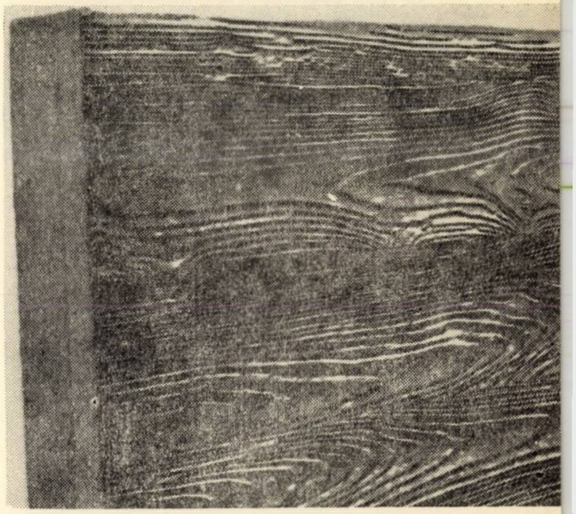


Fig. 5. Textură prezentînd fibra lemnului adînc imprimată în relief pe suprafața betonului. Fibrele sînt orientate orizontal

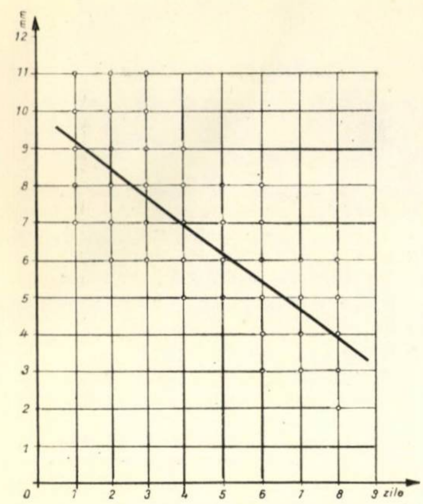


Fig. 6. Acţiunea întîrzietorului de priză asupra feţei aparente a betonului în timp. Melasă concentrată aplicată pe faţa cofrajului într-un singur strat

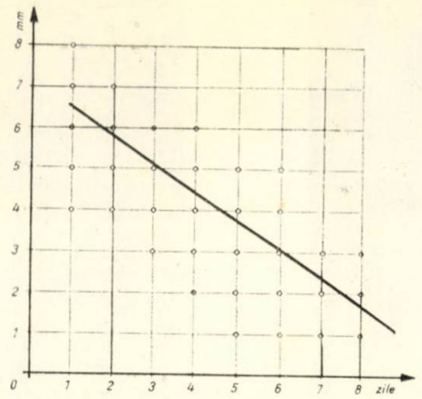


Fig. 7. Acţiunea întîrzietorului de priză asupra feţei aparente a betonului în timp. Melasă diluată 1/1, aplicată în două straturi pe faţa cofrajului

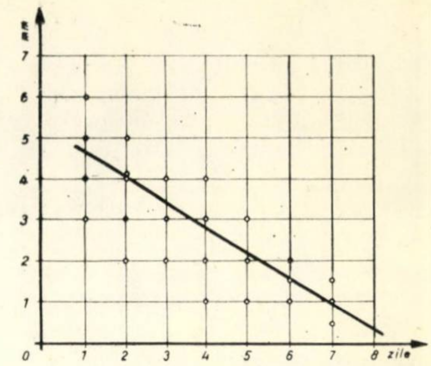


Fig. 8. Acţiunea întîrzietorului de priză asupra feţei aparente a betonului în timp. Melasă diluată 1/2, aplicată în două straturi pe faţa cofrajului

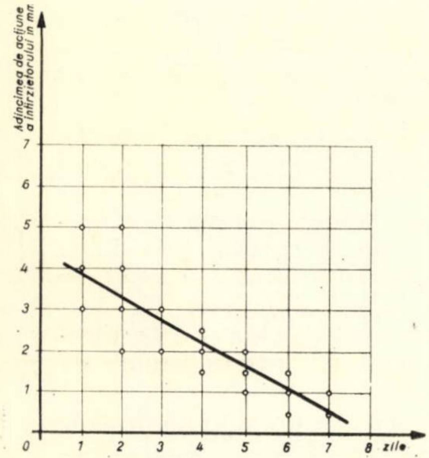


Fig. 9. Acţiunea întîrzietorului de priză asupra feţei aparente a betonului în timp. Melasă diluată 1/3, aplicată în două straturi pe faţa cofrajului

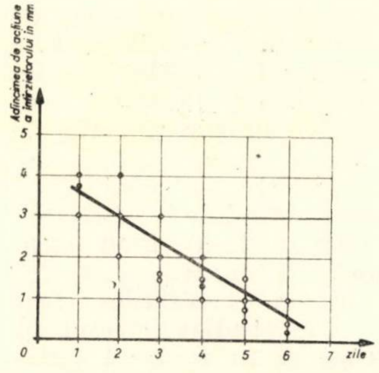


Fig. 10. Acţiunea întîrzietorului de priză asupra feţei aparente a betonului în timp. Melasă diluată 1/4, aplicată în două straturi pe suprafaţa cofrajului

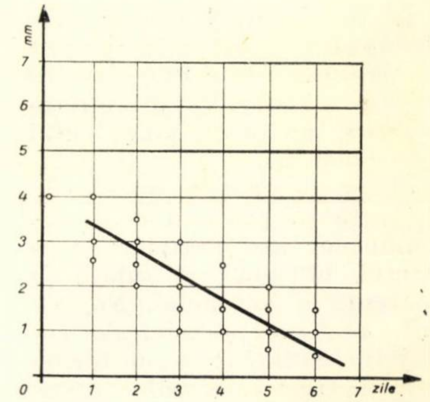


Fig. 11. Acţiunea întîrzietorului de priză asupra feţei aparente a betonului în timp. Melasă diluată 1/5, aplicată în două straturi pe faţa cofrajului

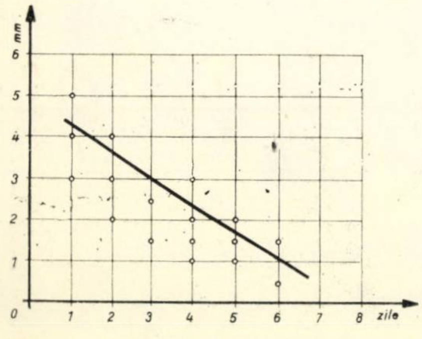


Fig. 12. Acţiunea întîrzietorului de priză asupra feţei aparente a betonului în timp. Melasă diluată 1/6, aplicată în trei straturi pe faţa cofrajului

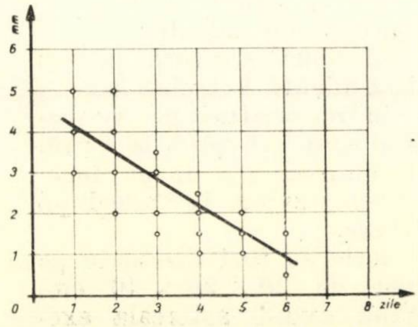


Fig. 13. Acţiunea întîrzietorului de priză asupra feţei aparente a betonului în timp. Melasă diluată 1/7, aplicată în trei straturi pe faţa cofrajului

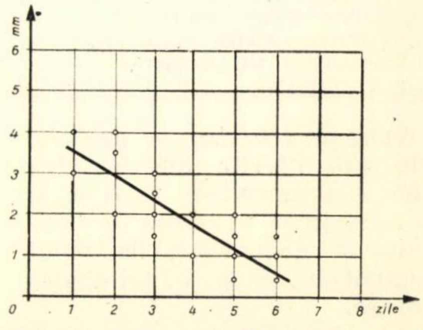


Fig. 14. Acţiunea întîrzietorului de priză asupra feţei aparente a betonului în timp. Melasă diluată 1/8, aplicată în trei straturi pe faţa cofrajului

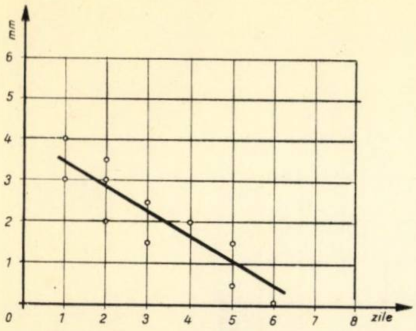


Fig. 15. Acțiunea întîrzietorului de priză asupra feței aparente a betonului în timp. Melasă diluată 1/9, aplicată în trei straturi pe fața cofrajului

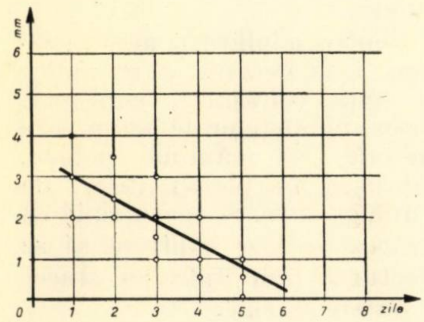


Fig. 16. Acțiunea întîrzietorului de priză asupra feței aparente a betonului în timp. Melasă diluată 1/10, aplicată în trei straturi pe fața cofrajului

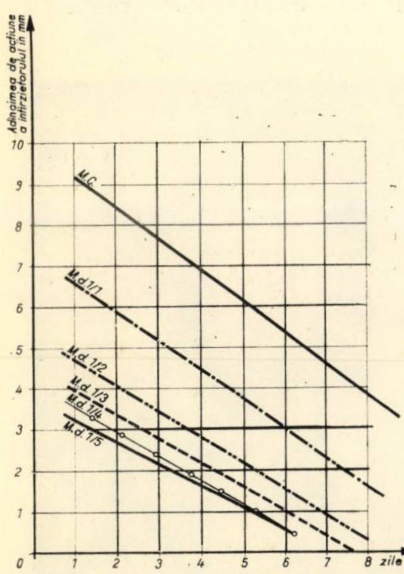


Fig. 17. Acțiunea întîrzietorului de priză asupra feței aparente a betonului în timp, funcție de concentrație (pînă la concentrația 1/5)

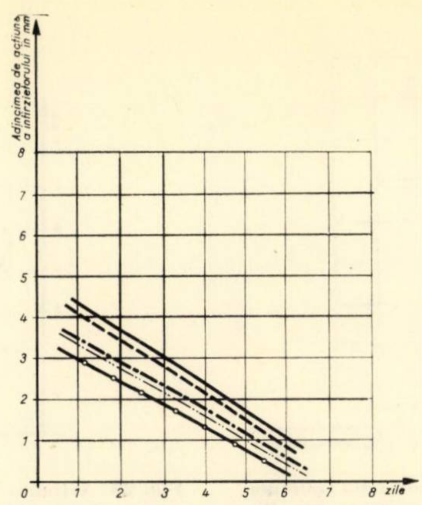


Fig. 18. Acțiunea întîrzietorului de priză asupra feței aparente a betonului în timp, funcție de concentrație (pentru concentrațiile 1/6 – 1/10)

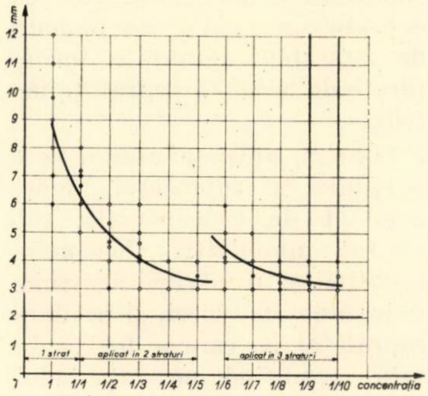


Fig. 19. Acțiunea întîrzietorului de priză asupra feței aparente a betonului funcție de concentrație. Decofrare după o zi

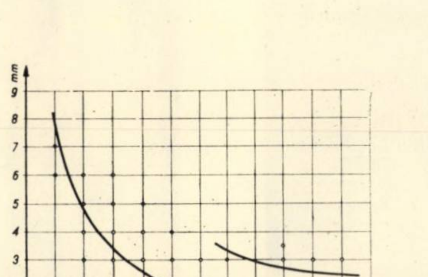


Fig. 20. Acțiunea întîrzietorului de priză asupra feței aparente a betonului funcție de concentrație. Decofrare după două zile

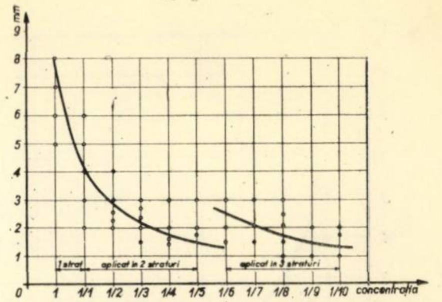


Fig. 21. Acțiunea întîrzietorului de priză asupra feței aparente a betonului funcție de concentrație. Decofrare după trei zile

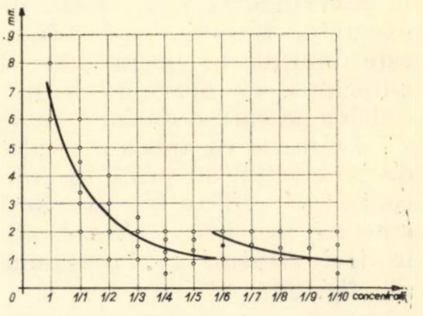


Fig. 22. Acțiunea întîrzietorului de priză asupra feței aparente a betonului funcție de concentrație. Decofrare după patru zile

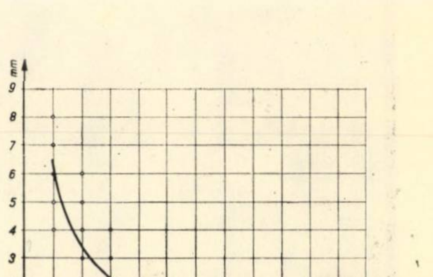
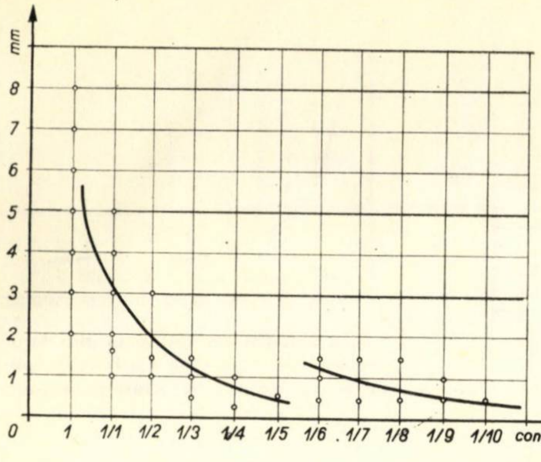


Fig. 23. Acțiunea întîrzietorului de priză asupra feței aparente a betonului funcție de concentrație. Decofrare după cinci zile



ig. 24. Acţiunea întîrzietorului de priză asupra feţei aparente betonului funcţie de concentraţie. Decofrare după şase zile

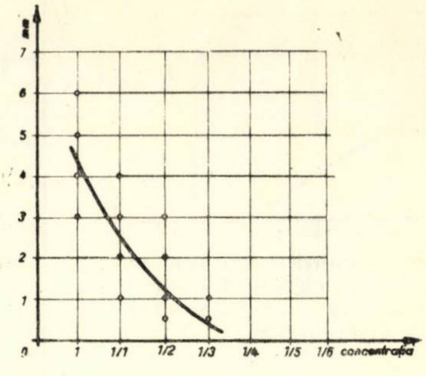


Fig. 25. Acţiunea întîrzietorului de priză asupra feţei aparente a betonului funcţie de concentraţie. Decofrare după şapte zile

betonare, adîncimea maximă de dezvelire a granulelor ce se poate obţine, aşa cum rezultă din figura 25, este de 4—5 mm la concentraţia maximă a întîrzietorului, şi de 0,5 — 1 mm la concentraţia 1 :3. Dacă, de exemplu, timpul de decofrare este limitat la patru zile şi adîncimea de dezvelire a granulelor pe care o dorim este de 2—3 mm, se va aplica o soluţie de întîrzietor de priză în concentraţia 1/2 — 1/4 în două straturi, sau 1/6 — 1/7 aplicată în trei straturi (v. diagrama din fig. 22).

Soluţia de întîrzietori de priză trebuie să fie aplicată pe cofraj uscat (pe cofraj umed nu se fixează), în strat subţire şi uniform, pentru a nu curge la baza elementului şi pentru a obţine o suprafaţă finită a betonului omogenă sub aspectul adîncimii de dezvelire a granulelor.

Tehnologia de execuţie devine mai complicată atunci cînd se urmăreşte realizarea unor suprafeţe netede alternînd cu suprafeţe granulate sau panouri de suprafeţe granulate înconjurate de benzi cu suprafaţa netedă.

Soluţia, aplicată numai pe o porţiune a suprafeţei, independent de concentraţie, sub efectul umidităţii betonului proaspăt şi al vibrării acestuia, se întinde, de obicei, şi în afara suprafeţei pe care a fost aplicată, rezultînd pe faţa betonului contururi foarte neregulate.

Pentru a înlătura acest neajuns este necesar a se aplica pe faţa cofrajului, corespunzător suprafeţelor de beton care trebuie să rămînă netede, căptuşeli din placaj ,,tego'' de 8 mm grosime. Se recomandă ca fixarea acestor căptuşeli să se efectueze prin lipire cu aracet şi batere în cuie.

Pentru aceste căptuşeli aplicate au fost folosite şi alte materiale (PFL dur, placaj simplu), dar cu rezultate mai puţin bune.

Pragurile care se realizează astfel împiedică migrarea soluţiei pe suprafeţele învecinate, reuşindu-se astfel să se obţină linii de demarcaţie regulate

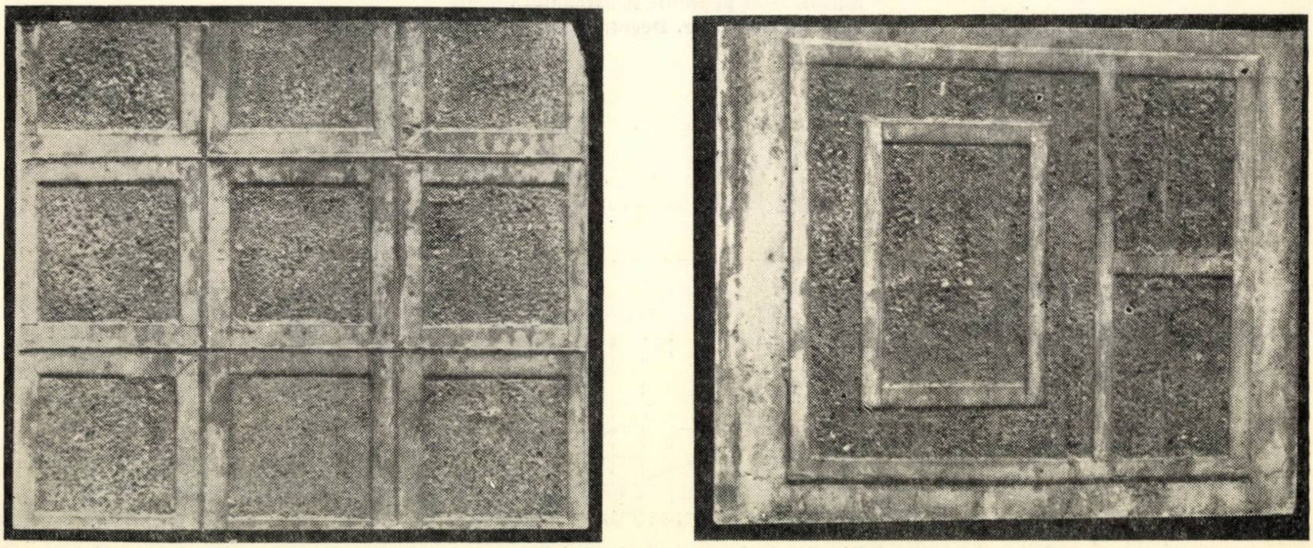


Fig. 26 şi 27. Panouri cu granulele de agregat dezvelite încadrate de fîşii netede. Melasă diluată 1/5 aplicată în două straturi pe cofraje de tego, decofrarea efectuîndu-se la patru zile

(drepte) între suprafețele granulate și cele nete (fig. 26–27).

Efectul de piatră naturală buciardată, care se obține prin procedeul și tehnica descrise mai sus, constituie încă una din multiplele posibilități de exprimare a betonului aparent cu parament brut și poate fi valorificată la fațadele clădirilor, în primul rînd la socluri și la panouri de suprafață mare din componența fațadelor.

Efectul contrastant dintre suprafețele granulate și cele netede, ca și dintre suprafețele avînd imprimate textura fibrei lemnului și cele netede, este foarte reușit și poate fi valorificat cu bune rezultate (sub aspectul plasticii) la elementele de exterior ale construcției, iar cel de-al doilea și la suprafețele interioare.

Ar mai trebui adăugat, în ceea ce privește executarea unor suprafețe de beton aparent care să prezinte textura lemnului cu fibrele puternic profilate, că, în afară de alternanța cu suprafețele netede, se poate obține un efect interesant pe seama jocului realizat din așezarea diferită a scîndurilor sau dulapilor în panourile ce alcătuiesc cofrajul.

Bibliografie

[1] Enculescu M. și Marton E.: *Cimenturi albe și colorate și folosirea lor în construcții.* Referat cu concluzii INCERC – Secția Iași.

[2] Curry W.: *Cofraje de cherestea pentru obținerea betonului aparent.* Civil Engineering and Public Works Review (Anglia), nr. 666 ian. 1962.

[3] Meizner: *Proprietățile betonului aparent.* Bau- und Bauindustrie (RFG), nr. 21, 1959.

[4] Schonrok I.: *Executarea betonului aparent.* Deutsche Architektur (R.D.G), nr. 6/7, 1961.

[5] Mall G.: *Observații asupra betonului aparent.* Betonstein – Zeitung (RFG), nr. 2, 1962.

[6] Rothfuchs G.: *Puncte de vedere cu privire la executarea betonului aparent.* Das Baugewerbe (RFG) nr. 21, nov. 1963 (traducere în caiet selectiv IDT – CDCAS ,,Construcții și mecanizarea construcțiilor'', nr. 6, 1964).

[7] Kunzel W.: *Betonul aparent ca mijloc de economie în construcții.* Bau- und Bauindustrie (RFG), nr. 10, 1964.

[8] * * *: *Beton armat aparent decorativ.* Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (Franța), nr. 214, 1965.

[9] * * *: *Proprietățile decorative ale betonului folosit în construcții.* Stroitelstvo i arhitektura Leningrada (U.R.S.S.), nr. 3, 1965. (Tradus în caiet selectiv IDT – – CDCAS ,,Arhitectură, urbanism și gospodărire orășenească'', nr. 7, 1965).

[10] * * *: *Sfaturi practice pentru realizarea betonului aparent*, Journal de la Construction de la Suisse Romande (Elveția), nr. 19, oct. 1965.

[11] Kunzel W.: *Le béton apparent dans la construction* (*Betonul aparent în construcții*). Paris, Eyrolles, 1966 (CDCAS 3655).

[12]* * *: *Betonul spălat.* Beton und Stahlbetonbau (RFG), nr. 5, 1966.

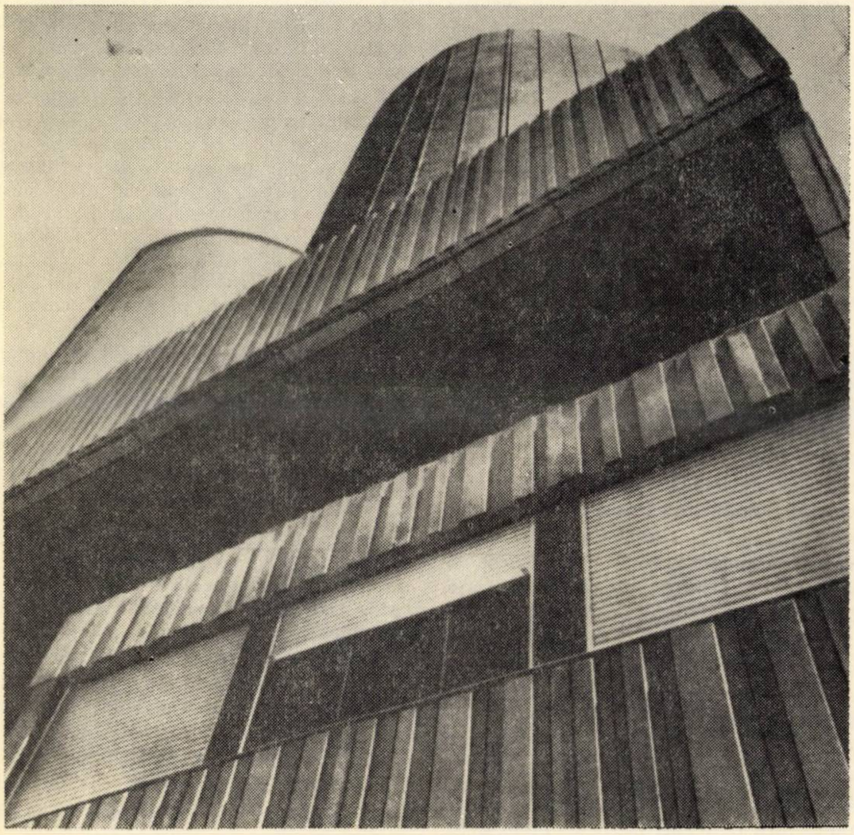
[13] * * *: *Beton decorativ. Suprafețe cu agregate expuse.* Concrete and Constructional Engineering (Anglia), nr. 10, 1961.

[14] * * *: Colecția ,,L'Arhitecture d'aujourd'hui'' din anii 1965, 1966, 1967, 1968, 1969.

[15] * * *: *Betoane aparente monolite cu parament brut cu agregate obișnuite.* Referat cu concluzii pe anul 1968, INCERC – Filiala Cluj.

[16] * * *: *Betoane aparente monolite cu parament brut cu agregate obișnuite.* Referat cu concluzii pe anul 1969, INCERC – Filiala Cluj.

PARAMENTE DE BETON NERVURATE PREFABRICATE PENTRU CONSTRUCȚIILE INDUSTRIALE



Fabrica de cafea Excella

Progresele realizate în ultimii ani în concepția și punerea în operă a elementelor prefabricate grele de beton armat permit actualmente aplicarea acestei tehnici la toate felurile de construcții, de la locuințe, la clădiri industriale sau lucrări de artă.

Paramentele prelucrate pentru pereții de beton turnați pe loc necesită o grijă specială față de cofrajele complicate și schelăria costisitoare, limitînd folosirea acestui material prețios ca modalitate de exprimare arhitecturală, la construcții

Uzina Camping gaz international

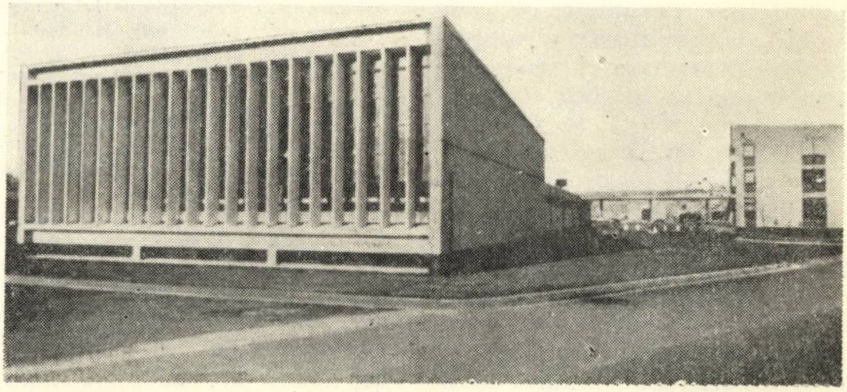
în care manopera și costul ridicat, precum și durata de execuție nu contează.

Dimpotrivă, cînd este vorba de construcții industriale sau lucrări de artă, economia, rapiditatea de punere în operă, reducerea manoperei pe șantier, repetarea elementelor standard sînt imperative.

Realizările prezentate aici dovedesc că, grație elementelor prefabricate de mari dimensiuni din beton alb sau cenușiu, se pot pune economic în operă paramente de pereți de fațadă pentru uzine.

Aceste panouri permit, prin nervurarea lor verticală regulată sau neregulată, jocuri de lumină variate, care însuflețesc suprafețele, înlesnesc scurgerea apei și evită astfel îmbătrînirea prematură a fațadelor. In plus, grație inerției lor termice, ele constituie o bună izolare, altfel, destul de rar realizată la construcțiile industriale.

După ,,Technique et architecture" seria 30, nr. 6



Uzina Novacel

DISTANŢIERI PENTRU FIXAREA ARMĂTURII INAINTE ŞI IN TIMPUL BETONĂRII

Menţinerea poziţiei armăturilor în timpul betonării este desigur una dintre principalele preocupări ale constructorului. Se ştie că armătura montată prea aproape de suprafaţa betonului este în pericol să ruginească repede, într-un mediu cît de cît agresiv, de unde au apărut reguli fixe însuşite de toate prescripţiile din lume.

La început, această problemă era rezolvată cu pietricele, care însă alunecau în timpul turnării, aşa că mai tîrziu s-a ajuns la utilizarea de distanţieri fixaţi pe armături.

Aceştia pot fi de :
- beton ;
- mortar ;
- azbociment ;
- material plastic ;
- metal.

Trebuie însă ca ei să nu creeze discontinuităţi prea însemnate în masa betonului şi aici intervin două caracteristici importante : aspectul şi durabilitatea.

Aspectul variază în funcţie de importanţa suprafeţei de contact. Astfel, distanţierii de mortar rămîn vizibili, dar prezintă o excelentă legătură cu betonul ; din contra, cei de material plastic nu ating cofrajul decît pe o linie îngustă sau în puncte izolate, dar prezintă o aderenţă mediocră cu betonul.

Utilizarea acestora din urmă s-a dezvoltat totuşi considerabil în ultima vreme.

Distanţierii de plastic oferă, de fapt, multe avantaje : lesne de aplicat, curaţi, fără porozităţi, uşori şi inerţi chimic în contact cu betonul.

Pot fi de două feluri :
- în formă de scăunel care se fixează la armătură prin încleştare sau legare ;
- în formă de ,,inele" care se înfăşoară în jurul armăturii.

Principalele inconveniente sînt :
- prezenţa unor unghiuri intrînde, care nu se umplu bine cu beton ;
- lipsa de perforaţii, care, o dată umplute cu beton, i-ar da acestuia o oarecare continuitate prin distanţier ;
- secţiunea dreaptă importantă, care în cazul scăunelelor poate strica aspectul betonului ;
- elasticitatea lor, care face să sară ustensilele de buciardare, de unde discontinuităţi în aspectul betoanelor tratate.

Fisurile se amorsează adesea în dreptul distanţierilor datorită contracţiei la uscare sau mai adesea contracţiei termice : de fapt, majoritatea distanţierilor sînt din nylon, PVC, polistiren sau polietilenă de mare densitate, al căror coeficient de dilatare este cam de 10 ori mai mare decît cel al betonului.

În special în cazul betoanelor tratate termic, dat fiind faptul că materialele plastice se deteriorează (îmbătrînesc) la peste 75°C, este bine :
- să se multiplice numărul distanţierilor, pentru ca ei să-şi poată îndeplini misiunea pînă la întărirea betonului, fără ca totuşi să-i apropiem prea mult, ca să nu se provoace fisurări ;
- să prevedem că se va forma un gol la răcire între distanţier şi beton, din cauza contracţiei termice diferite.

Acest ultim punct nu prezintă dificultăţi serioase, decît dacă există un eventual risc de coroziune a armăturilor.

În ceea ce priveşte rezistenţa la foc, încercările făcute în Anglia au demonstrat că materialele plastice se topesc, apoi se descompun în gaze volatile, lăsînd armătura direct expusă la foc, deci : cu cît este mai mare volumul ocupat de distanţier, cu atît mai mare este riscul supraîncălzirii locale a armăturii, de unde rezultă că este avantajos ca distanţierii să aibă numeroase perforaţii, care să se poată umple cu beton.

În concluzie, pentru a fi recomandabil, distanţierul de plastic trebuie să fie robust, să reazeme pe cofraj prin zone de sprijin rotunjite şi mici (atenţie la deformaţiile posibile ale cofrajului, dacă este dintr-un material mai moale), să nu izoleze între el şi cofraj o pastilă de mortar, care se va desprinde cu timpul (după unul sau doi ani), să fie perforat pe cel puţin 25% din suprafaţă şi, în sfîrşit, să fie solid fixată la armătură (ca să nu se culce sau să se desprindă în momentul betonării).

Comitetul european al betonului (C.E.B.) s-a preocupat de problema fixării armăturii şi a încredinţat Centrului ştiinţific şi tehnic belgian pentru construcţii sarcina de a proceda la o anchetă foarte largă asupra acestei probleme şi să propună un proiect de recomandări.

După *Bâtir*, febr. 1970

Compresiunea excentrică oblică

COEFICIENȚI DE CALCUL PENTRU DIMENSIONAREA SECȚIUNILOR DREPTUNGHIULARE DE BETON ARMAT

Ing. I. Ziaeddin

INTRODUCERE

Proiectarea secțiunilor de beton armat solicitate la compresiune excentrică oblică se face după aceleași principii ca la compresiunea excentrică după o singură direcție principală. Necunoașterea direcției axei neutre introduce însă, în cazul acesta, unele complicații care îngreunează foarte mult calculele.

STAS 1546-50 prevede ca, în cazul compresiunii excentrice oblice, secțiunea să fie verificată cu formula :

$$\frac{1}{\dfrac{1}{c_x}+\dfrac{1}{c_y}-\dfrac{1}{c_o}} \geqslant c \qquad \text{(I)}$$

(pentru semnificațiile notațiilor : c, c_o, c_x, c_y a se vedea STAS 1546—50).

În metoda de calcul la stările limită, STAS 8000—67 prevede ca, în cazul compresiunii excentrice oblice, secțiunea să fie calculată cu ajutorul relației :

$$\frac{1}{\dfrac{1}{N_x}+\dfrac{1}{N_y}-\dfrac{1}{N_o}} \geqslant N \qquad \text{(II)}$$

(pentru semnificațiile notațiilor : N, N_o, N_x, N_y a se vedea STAS 8000—67).

La proiectare se procedează, în general, prin încercări destul de laborioase cu diferiți coeficienți c_x și c_y, respectiv cu diferite capacități portante N_x și N_y, care să conducă la valori c, respectiv N, cît mai apropiate de cele prescrise.

Coeficienții c_x și c_y, respectiv forțele N_x și N_y, pot avea însă o infinitate de valori corelate :

$$(c_{x1},\ c_{y1}),\ (c_{x2},\ c_{y2}) \cdots (c_{xn},\ c_{yn}),$$

respectiv :

$$(N_{x1},\ N_{y1}),\ (N_{x2},\ N_{y2}) \cdots (N_{xn},\ N_{yn})$$

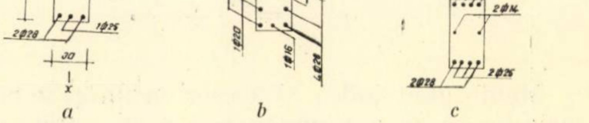
cu care să se obțină în final același coeficient de siguranță c, respectiv aceeași rezultantă N, dar cu armări foarte diferite ale secțiunii, atît în ceea ce privește dispoziția armăturii în secțiune (raportul A_{ax}/A_{ay}), cît și în ceea ce privește consumul de oțel.

Din necunoașterea perechii optime de valori c_x și c_y, respectiv N_x și N_y, rezultă de foarte multe ori armări neeconomice, a căror neeconomicitate nu este însă sesizată de proiectant, tocmai pentru că prin aplicarea relațiilor de verificare de mai sus se pot obține pentru coeficientul de siguranță de ansamblu c, respectiv pentru N, valori foarte apropiate sau chiar egale cu cele prescrise.

De exemplu, dacă considerăm un stîlp cu secțiunea de 30 × 60 cm², solicitat de :

$$M_x = 15{,}85 \text{ tfm}, \quad M_y = 7{,}15 \text{ tfm}, \quad N = 50 \text{ tf},$$

în toate cele trei variante de armare din figura 1 (a, b și c) vom obține, în ipoteza folosirii unui beton B 200 și a unui oțel OB 38 (σ_c = 2 850 kgf/cm²), același coeficient de siguranță $c=2$. Consumul de oțel pe secțiune este însă de : 42,02 cm² în primul caz, 59,58 cm² în cel de al doilea, 47,36 cm² în cel de al treilea.



a *b* *c*

Fig. 1

Observație :

Ca armătură lucrînd după ambele direcții de încovoiere, s-au considerat, așa cum prevăd normele de calcul, numai barele de colț. Pentru acest motiv, în toate cele trei variante de armare, colțurile secțiunii au fost armate cu bare de același diametru Ø28, pentru ca ponderea acestora la verificarea coeficienților c_x și c_y să fie aceeași.

Pe de altă parte, atunci cînd se lucrează prin încercări, deoarece calculele de verificare sînt destul de laborioase şi devin (la cadre multiple şi etajate, cu multe secţiuni de verificat) obositoare la un moment dat, mulţi proiectanţi se mulţumesc cu un rezultat acoperitor cu 10–15% pentru coeficientul de siguranţă c.

Or, din diferenţe relativ mici ale coeficientului de siguranţă c_{ef} pot rezulta, în unele cazuri, diferenţe destul de sensibile în ceea ce priveşte consumul de armătură.

De exemplu, dacă la armarea din figura 1 a adăugăm cîte 1∅25 pe fiecare din laturile mici şi cîte 2Ø22 pe fiecare din laturile mari, deşi consumul de armătură creşte cu aproape 60%, coeficientul de siguranţă care se obţine este numai cu 10% mai mare ($c = 2{,}2$).

În lucrarea de faţă ne propunem să stabilim nişte coeficienţi de calcul cu care să se obţină o armare economică a secţiunilor, cu reducerea la minimum a timpului de lucru prin eliminarea încercărilor repetate. Aceşti coeficienţi vor face posibilă dimensionarea directă, într-o singură etapă de calcul, sau cu o a doua etapă de corecţie în anumite cazuri, a secţiunilor dreptunghiulare de beton armat solicitat la compresiune excentrică oblică, verificările prescrise de STAS 1546–50 sau STAS 8000–67 fiind conţinute în mod implicit în coeficienţii de dimensionare adoptaţi.

I. CALCULUL LA RUPERE

A. Determinarea coeficienţilor de siguranţă c_x şi c_y. Coeficienţi egali: c_{xy}

Admiţînd că dintre cele trei necunoscute: c_x, c_y şi c_o care intervin în relaţia (I), pe c_o îl putem predetermina într-un mod oarecare, se poate găsi o infinitate de valori corelate c_{xi}, c_{yi}, care să transforme această inegalitate în egalitatea:

$$\frac{1}{c_x} + \frac{1}{c_y} = \frac{1}{c_o} + \frac{1}{c}. \qquad (1)$$

Membrul al doilea al acestei egalităţi se poate asimila cu un parametru p, a cărui variaţie depinde de coeficientul c_o admis şi de coeficientul c prescris.

Notînd: $c_x = X$ şi $c_y = Y$, vom putea scrie deci:

$$\frac{1}{X} + \frac{1}{Y} = p. \qquad (2)$$

Dintre toate perechile de valori (X_i, Y_i) care satisfac această relaţie, consumul minim de armătură pe secţiune va fi asigurat de acea pereche pentru care funcţia:

$$F(X, Y) = \Sigma A_a$$

trece printr-un minim.

În cazurile de armare nesimetrică după ambele direcţii de încovoiere, precum şi în anumite cazuri de armare simetrică, funcţia F este un polinom de gradul 1 în X şi Y:

$$F(X,Y) = C_1X + C_2Y + C_3$$

în care: C_1, C_2, C_3 sînt parametri care rezultă din aplicarea formulelor de armare şi care reflectă legătura dintre caracteristicile geometrice ale secţiunii, solicitările M_x, M_y, N, şi modul de armare (simetrică sau nesimetrică) adoptat după una sau ambele direcţii de încovoiere.

Relaţiile generale, care dau valorile X şi Y corespunzătoare în aceste cazuri, sînt de forma:

$$X = \frac{1 + \sqrt{C_2/C_1}}{p} \qquad (3a)$$

$$Y = \frac{1 + \sqrt{C_1/C_2}}{p}. \qquad (3b)$$

La excentricităţi foarte mici ale forţei normale N, cînd atît armăturile A_a şi A_a', cît şi întreaga secţiune de beton sînt solicitate la compresiune, din aplicarea relaţiilor de calcul

$$cNe = 0{,}5\, R_{pr}\, bh_o^2 + A_a'\, \sigma_c\, (h_o - a')$$

şi

$$cNe' = 0{,}5\, R_{pr}\, bh_o'^2 + A_a\, \sigma_c\, (h_o - a)$$

rezultă: $C_1 = C_2$ şi:

$$X = Y = \frac{2}{p}. \qquad (4)$$

În cazurile în care după una din direcţii, sau după ambele, se cere armarea simetrică, iar valoarea factorului cN/bh_oR_i (după direcţia considerată) este cuprinsă între limitele $2a'/h_o$ şi 0,55, se capătă un polinom de gradul 2, fie în X, fie în Y, fie şi în X şi în Y:

$$F(X,Y) = C_1X + C_2X^2 + C_3Y + C_4$$

sau:

$$F(X,Y) = C_1X + C_2Y + C_3Y^2 + C_4$$

sau:

$$F(X,Y) = C_1X + C_2X^2 + C_3Y + C_4Y^2$$

parametrii $C_1 \ldots C_4$ avînd expresii diferite de la un caz la altul.

Căutarea minimelor funcţiei F în astfel de cazuri devine tot atît de laborioasă, dacă nu şi mai mult, ca şi calculul secţiunii prin încercări, deoarece presupune rezolvarea de fiecare dată a unor ecuaţii de gradul 3 sau 4.

★

Am văzut mai înainte că în cazul armării nesimetrice, atunci cînd excentricitatea forţei normale N este foarte mică, avem:

$$X = Y = \frac{2}{p}.$$

Extinzînd această condiţie de egalitate a coeficienţilor c_x şi c_y la toate cazurile, indiferent de excentricitate sau de modul de armare, se poate stabili un mod foarte simplu de calcul direct al secţiunilor solicitate la compresiune excentrică oblică, practic cu aceeaşi eficienţă economică în ceea ce priveşte consumul de armătură, ca şi calculul cu coeficienţii optimi determinaţi analitic în fiecare caz în parte, din condiţiile de minime ale funcţiei F.

Pentru aceasta este însă necesar să stabilim în primul rînd valoarea coeficientului c_o pe care pînă acum am considerat-o cunoscută.

Expresia acestui coeficient fiind :

$$c_o = \frac{A_b R_{pr} + A_a \sigma_c}{N},$$

predeterminarea lui aproximativă depinde de valoarea pe care o vom considera pentru raportul :

$$s = \frac{A_a \sigma_c}{A_b R_{pr}},$$

raport care la rîndul lui este funcţie de necunoscuta A_a (armătura totală din secţiune) şi de parametrii : A_b, R_{pr} şi σ_c.

Valoarea lui s nu poate varia însă decît între anumite limite, corespunzătoare procentelor de armare, minim, respectiv maxim, admise pe întreaga secţiune.

Considerînd, de exemplu, $\mu_{\min} = 0{,}5\%$ şi $\mu_{\max} = 3{,}0\%$, cu mărcile de beton şi oţel folosite în mod curent la proiectare (beton B 150... B 250 şi oţel OB 38 şi PC 52), se obţin valori s care variază între limitele 0,08 şi 0,83.

Din analizarea unui număr destul de mare de cazuri de armare la compresiune excentrică oblică cu folosirea diferitelor mărci de beton şi oţel, a rezultat o valoare medie de :

$$s_o = 0{,}45.$$

Admiţînd pentru s această valoare medie, expresia lui c_o devine :

$$c_o = \frac{(1+s_o)\, A_b R_{pr}}{N} = \frac{1{,}45\, A_b R_{pr}}{N}. \tag{5}$$

Dacă notăm :

$$n_1 = \frac{100\, N}{bh\, R_i} = \frac{80\, N}{A_b\, R_{pr}}, \tag{6}$$

înlocuind pe N în (5) vom avea :

$$c_o = \frac{116}{n_1}. \tag{5a}$$

Cu aceasta, valoarea parametrului p, exprimată în funcţie de n_1 şi c, devine :

$$p = \frac{n_1 c + 116}{116\, c}. \tag{7}$$

Notînd cu c_{xy} valoarea particulară $X = Y$ a coeficienţilor de siguranţă după cele două direcţii de încovoiere şi înlocuind în (4) pe p cu valoarea lui din (7), căpătăm :

$$c_{xy} = \frac{232\, c}{116 + n_1 c}, \tag{8}$$

relaţie care ne permite să determinăm, în funcţie de factorul de compresiune relativă n_1 şi de coeficientul c prescris, coeficientul de siguranţă c_x respectiv c_y cu care trebuie armată secţiunea.

Pentru $c = 1{,}6$ şi $c = 2{,}0$ valorile lui c_{xy} pot fi luate direct din tabela 1.

Observaţie : Pentru calculele practice este mai comod a introduce în expresia lui n_1 produsul $bh = A_b$ în dm², eliminînd astfel multiplicatorul 100 :

$$n_1 = \frac{N}{(bh)\, R_i}.$$

Spre evitarea unor eventuale erori în ceea ce priveşte ordinul de mărime, este de notat că factorul n_1 este supraunitar şi variază în general între 1 şi 50.

Tabela 1

Calculul la rupere

Coeficienţi de siguranţă c_{xy}

$c=1{,}6$	n_1	$c=2{,}0$
c_{xy}		c_{xy}
3,11	2	3,87
3,03	4	3,74
2,96	6	3,63
2,88	8	3,52
2,81	10	3,41
2,75	12	3,31
2,68	14	3,22
2,62	16	3,14
2,56	18	3,05
2,51	20	2,97
2,46	22	2,90
2,40	24	2,83
2,36	26	2,76
2,31	28	2,70
2,26	30	2,64
2,22	32	2,58
2,18	34	2,52
2,14	36	2,47
2,10	38	2,42
2,06	40	2,37
2,03	42	2,32
1,99	44	2,27
1,96	46	2,23
1,93	48	2,19
1,89	50	2,15
1,86	52	2,11
1,83	54	2,07

Tabela 2

Calculul la stările limită *

Multiplicatori w

n_1	w
4	1,94
8	1,89
12	1,83
16	1,78
20	1,74
24	1,69
28	1,65
32	1,61
36	1,57
40	1,53
44	1,50
48	1,47
52	1,43
56	1,40
60	1,38
64	1,35
68	1,32
72	1,29
76	1,27
80	1,25
84	1,22
88	1,20
92	1,18
96	1,16
100	1,14
104	1,12
108	1,10

$$n_1 = \frac{N}{(bh)\, R_i}$$

N în kgf

R_i în kgf/cm²

b, h, în dm

Pentru valori n_1 intermediare se interpolează linear.

* Tabela 2 poate fi folosită şi la calculul cu STAS 1546–50 revizuit (proect), în ipoteza grupării C de solicitări ($c_{min} = 1$) ; se va considera $c_{xy} = w$.

B. Coeficienţi de siguranţă corelaţi $c_x \neq c_y$

a. Cazuri în care este necesară trecerea de la coeficienţii c_{xy} la corelaţii $c_x \neq c_y$.

Indiferent de modul în care am determinat coeficienţii c_x şi c_y (din condiţia de minim al funcţiei F sau din condiţia $c_x = c_y$) şi de cazul în care ne situăm (armare simetrică sau nesimetrică, excentricitate mare sau mică), datorită faptului că barele de colţ se includ atît în A_{ax} (resp. A'_{ax}), cît şi în A_{ay} (resp. A'_{ay}), la armarea unei secţiuni solicitate la compresiune excentrică oblică se pot ivi două situaţii :

1°. Aşezînd în secţiune armătura rezultată din calcul, pe nici una din laturile secţiunii (şi cu deosebire pe laturile cu armătura comprimată) nu depăşim, ca secţiune de oţel, valoarea calculată ; adică după ambele direcţii de încovoiere avem (fig. 2) :

$$A'_a \text{ efectiv} = A'_a \text{ calculat}$$

respectiv $$A_a \text{ efectiv} = A_a \text{ calculat.}$$

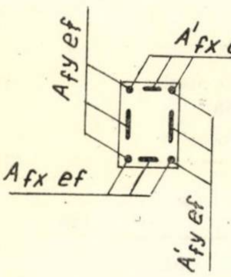


Fig. 2

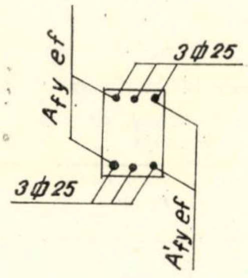


Fig. 3

2°. Momentul încovoietor pe una din direcţii fiind relativ mic în raport cu dimensiunile secţiunii, din aşezarea barelor necesare după direcţia de solicitare mai mare rezultă pentru cealaltă direcţie :

$$A'_a \text{ efectiv} > A'_a \text{ calculat}$$

respectiv $$A_a \text{ efectiv} > A_a \text{ calculat.}$$

Fie, de exemplu, o secţiune armată simetric după ambele direcţii, pentru care din calcul a rezultat :

$$A_{ax} = A'_{ax} = 14{,}5 \text{ cm}^2 \qquad A_{ay} = A'_{ay} = 3{,}0 \text{ cm}^2$$

Armînd secţiunea cu $A_{ax} = A'_{ax} = 3Ø25$ (14,73 cm²), barele de colţ (fig. 3) reprezintă o armătură efectivă excedentară după direcţia y :

$$A_{ay\,ef} = A'_{ay\,ef} = 9{,}82 \text{ cm}^2 > A_{ay\,calc} = A'_{ay\,calc} = 3{,}0 \text{ cm}^2.$$

În toate cazurile care se încadrează în categoria 1° de mai sus, înseamnă că secţiunea este armată corespunzător solicitărilor exterioare şi că coeficientul de siguranţă de ansamblu c este asigurat la limită.

În cazurile care se încadrează în categoria 2°, coeficientul real de siguranţă, după direcţia după care a rezultat $A_{f\,ef} > A_{f\,calc}$, este mai mare decît cel folosit pentru dimensionare şi secţiunea mai are, în ansamblul ei, rezerve suplimentare de siguranţă. Folosind aceste rezerve, putem reduce în mod corespunzător coeficientul de siguranţă (respectiv armătura) după direcţia de solicitare maximă, la atît cît este necesar şi suficient pentru asigurarea la limită a coeficientului c prescris.

b. Stabilirea relaţiilor

Fie c_{xo} şi c_{yo} valorile optime ale coeficienţilor de siguranţă, care ar asigura armarea efectivă cea mai economică a secţiunii, astfel ca toate barele din secţiune, inclusiv cele de colţ, să fie solicitate la întreaga lor capacitate de rezistenţă pentru preluarea eforturilor.

Dacă pe una din direcţiile de încovoiere avem un coeficient de siguranţă $c_{x\,ef}$ (sau $c_{y\,ef}$) asigurat de o armătură dată, coeficientul de siguranţă corelat c_y (sau c_x), necesar şi suficient pe cealaltă direcţie, îl putem scoate din relaţia :

$$\frac{1}{c_{x\text{ ef}}} + \frac{1}{c_{y\text{nec}}} = \frac{1}{c_{xo}} + \frac{1}{c_{yo}} = p.$$

Coeficienţii c_{xo} şi c_{yo} sînt necunoscuţi, însă pe baza egalităţilor :

$$\frac{1}{c_{x1}} + \frac{1}{c_{y1}} = \frac{1}{c_{x2}} + \frac{1}{c_{y2}} = \ldots = \frac{2}{c_{xy}} = \ldots = \\ = \frac{1}{c_{xn}} + \frac{1}{c_{yn}}$$

care leagă între ele toate perechile de valori (c_{xi}, c_{yi}) ce satisfac relaţia (1), putem scrie :

$$\frac{1}{c_{x\text{ ef}}} + \frac{1}{c_{y\text{ nec}}} = \frac{2}{c_{xy}}$$

de unde :

$$c_{x\text{ nec.}} = \frac{c_{y\text{ ef}}\, c_{xy}}{2\, c_{y\text{ ef}} - c_{xy}} \tag{9a}$$

sau :

$$c_{y\text{ nec.}} = \frac{c_{x\text{ ef}}\, c_{xy}}{2\, c_{x\text{ ef}} - c_{xy}}. \tag{9b}$$

Aceste relaţii le vom folosi în cazurile care se încadrează în categoria 2° ; coeficientul de siguranţă rezultat cu armătura $A'_a\,(A_a)_{\text{ef.}} > A'_a\,(A_a)_{\text{nec.}}$ pe direcţia de solicitare mai mică fiind $c_{x\text{ ef.}} > c_{xy}$ (sau $c_{y\text{ ef.}} > c_{xy}$), prin aplicarea uneia din relaţiile (9a) (9b) vom determina coeficientul de siguranţă necesar şi suficient pe direcţia de solicitare maximă şi vom recalcula armătura pe această direcţie.

c. Secţiuni cu armătura pe una din direcţii dată

Este cazul cel mai des întîlnit în proiectare şi în care folosirea relaţiilor (9) este de o mare importanţă, deoarece scuteşte pe proiectant de încercări repetate pentru asigurarea la limită a coeficientului de siguranţă prescris.

Se ştie că la calculul stîlpilor de cadre proiectate pentru zone seismice, compresiunea excentrică oblică intervine îndeosebi la verificarea secţiunilor în ipoteza de încărcare: *sarcini fundamentale* (cu momente după o direcţie x) + *seismicitate după o direcţie perpendiculară pe planul cadrelor* (momente după direcţia y).

Or, se presupune că pînă aici secţiunea a fost deja calculată cel puţin în două ipoteze de încărcare:

— ipoteza 1: *sarcini fundamentale*;

— ipoteza 2: *sarcini fundamentale* + *seismicitate acţionînd în planul cadrelor* (cu momente după aceeaşi direcţie x ca şi cele din sarcinile fundamentale).

Este evident că armătura $A_{ax} (A'_{ax})$ necesară în aceste două ipoteze de încărcare va fi oricum acoperitoare pentru cazul în care am considera, în ipoteza 3, secţiunea solicitată numai de N şi M_x; deci în ipoteza 3 (cu $c_{\text{nec.}} = 1{,}6$) vom avea oricum, $c_{x\,\text{ef}} \geqslant 2{,}0$.

De aici, următorul mod de calcul:

a) Determinăm coeficientul $c_{x\,\text{ef.}}$ asigurat pe această direcţie de armătura maximă rezultată în primele două ipoteze de încărcare.

b) Calculul armăturii necesare după ambele direcţii îl facem (pentru a obţine o armare economică) numai în cazul în care $c_{x\,\text{ef.}}$ este sensibil mai mic decît c_{xy}, corespunzător cazului.

c) În cazul în care $c_{x\,\text{ef.}}$ este mai mare, egal sau cu puţin mai mic decît c_{xy}, determinăm direct pe $c_{y\,\text{nec.}}$ cu relaţia (9b) şi calculăm numai armătura A_{ay} (A'_{ay}) necesară şi suficientă pe această direcţie. Dacă rezultă $A_{ay\,\text{nec.}} \leqslant A_{ay\,\text{ef.}}$ asigurat de barele de colţ ale armăturii A_{ax}, înseamnă că primele ipoteze de încărcare sînt acoperitoare pentru ipoteza a treia.

C. Cifre de control; corecţii

Calculînd secţiunea cu coeficienţii c_{xy} intabulaţi, şi verificînd, după alegerea barelor de armare, raportul s, nu vom regăsi în mod obligatoriu valoarea admisă $s_o = 0{,}45$.

După cum această verificare simplă ne va da $s \lesseqgtr 0{,}45$, coeficientul de siguranţă de ansamblu va rezulta $c_{\text{ef}} \gtreqless c$.

În cazurile de solicitări curente s variază între anumite limite (cu atît mai largi cu cît factorul n_1 este mai mic), între care influenţa diferenţei

$$\Delta s = |s - s_o|$$

asupra coeficientului de siguranţă c este practic neglijabilă.

În cazurile în care solicitările sînt însă fie prea mari, fie prea mici în raport cu secţiunea de beton adoptată, această diferenţă poate să depăşească limitele admisibile şi, în consecinţă, să rezulte cu coeficient de siguranţă c_{ef} fie prea mic faţă de c prescris (secţiune subdimensionată), fie prea mare (secţiune supradimensionată).

În astfel de cazuri, aplicarea unui corectiv devine necesară spre a se evita atît subarmarea, cît şi supraarmarea secţiunii.

Fie c'_o şi c' valorile efective ale coeficienţilor c_o şi c obţinute în urma armării secţiunii cu coeficienţii c_{xy}.

Notă: În cele ce urmează, notaţiile cu semnele ', ''... (n) vor fi folosite, în mod convenţional, pentru a marca valori efective rezultate în urma unei etape de calcul sau valori corective, şi nu cu sens de derivate.

Dacă aplicăm relaţia de verificare (I) în acest stadiu de calcul, obţinem:

$$c' = \frac{1}{\dfrac{2}{c_{xy}} - \dfrac{1}{c'_o}}.$$

Explicitînd această relaţie în raport cu c'_0 ca o funcţie de c_{xy} şi de c', avem:

$$c'_o = \frac{c'\,c_{xy}}{2\,c' - c_{xy}}. \tag{10}$$

Notînd: $c' = \rho c$, şi înlocuind pe c_{xy} cu valoarea lui din (8):

$$c'_o = \frac{116\;\rho\,c}{n_1\,\rho c - 116\;(1-\rho)}. \tag{10a}$$

Pe de altă parte, valoarea lui c'_o, calculată direct, este:

$$c'_o = \frac{A_b R_{pr} + A_a\,\sigma_c}{N} \tag{11}$$

care, cu: $\dfrac{A_a\,\sigma_c}{A_b R_{pr}} = s$ şi $\dfrac{100\;N}{bhR_t} = \dfrac{80\,N}{A_b\;R_{pr}} = n_1$,

devine:

$$c' = \frac{80\;(1+s)}{n_1}. \tag{11a}$$

Eliminînd pe c'_o între (10a) şi (11a) şi simplificînd, căpătăm:

$$s = \frac{0{,}45\;n_1\,\rho\,c + 116\;(1-\rho)}{n_1\,\rho\,c - 116\;(1-\rho)}. \tag{12}$$

Folosind relaţia (12) putem calcula limitele între care poate varia s în funcţie de n_1, fără ca eroarea relativă $(1-\rho)$, care ar afecta coeficientul de siguranţă c, să depăşească anumite valori date.

Aceste limite, calculate pentru $(1-\rho) = \mp 2 \ldots 4\%$, sînt intabulate, sub denumirea de *cifre de control*, în tabelele 3 şi 4 (pentru $c = 1{,}6$, resp. $c = 2{,}0$).

Cu $\underline{s}_1$, $\underline{s}_2$, $\underline{s}_3$ s-au notat limitele inferioare (corespunzătoare lui $\rho = 1{,}02 \ldots 1{,}04$), de la care, în jos, o reducere a coeficientului c_{xy} este posibilă, iar cu $\overline{s}_1$, $\overline{s}_2$, $\overline{s}_3$ limitele superioare (corespunzătoare lui $\rho = 0,98...0,96$), de la care, în sus, corecția lui c_{xy} se impune spre a se evita subdimensionarea.

În domeniul $\underline{s}_1 < s < \bar{s}_1$, eroarea posibilă fiind între ± 2% (limite admise în general în proiectare), calculul se poate considera terminat și nu mai este necesară nici o altă verificare. Acest domeniu este, după cum se poate vedea din tabelele 3 și 4, destul de larg și în el se încadrează majoritatea cazurilor de compresiune excentrică oblică.

În afara acestui domeniu, pentru eliminarea erorii ar trebui să reconsiderăm pe c_{xy}, introducînd în expresia acestuia pe c_o cu valoarea:

$$c'_o = \frac{80\,(1+s)}{n_1}$$

în loc de $c_o = \frac{116}{n_1}$ cum am admis inițial, și

am avea:

$$c'_{xy} = \frac{2\,c'_o\,c}{c'_o + c}. \qquad (13)$$

Dar o corecție a coeficientului de dimensionare c_{xy} atrage și o modificare a armăturii (o reducere sau un spor de armătură) și, în consecință, o nouă valoare pentru s, respectiv pentru c_o. Aceasta înseamnă că ar trebui să repetăm de n ori ciclul de corecții:

$$s^{(n-)} \to c_o^{(n)} \to c_{xy}^{(n)} \to s^{(n)}$$

pînă ce diferența $|s^{(n)} - s^{(n-1)}|$ să fie într-atît de mică încît eroarea:

$$\frac{|c - c^{(n)}|}{c} = |1 - \rho^{(n)}|$$

să fie neglijabilă.

Acest ciclu de corecții poate fi evitat, introducînd în (13) pe c'_0 multiplicat cu un factor Ψ astfel ales încît după aplicarea corectivului:

$$c'_{xy} = \frac{2\,\Psi\,c'_o\,c}{\Psi\,c'_o + c} \qquad (13a)$$

eroarea posibilă $\varepsilon = |1 - \rho')$ să nu depășească anumite limite impuse.

Fără a dezvolta, din lipsă de spațiu, modul în care au fost determinate, dăm mai jos valorile Ψ cele mai corespunzătoare în diferitele

$$s = \frac{A_a \sigma_c}{A_b\,R_{pr}}$$

CIFRE DE CONTROL ȘI FORMULE DE CORECȚIE

Tabela 3
Calculul la rupere
$c=1,6$

n_1	s < 0,45							s > 0,45						n_1
	$s \leqslant \underline{s}_3$	$\underline{s}_3$	$\underline{s}_3 < s \leqslant s_2$	$\underline{s}_2$	$\underline{s}_2 < s \leqslant \underline{s}_1$	$\underline{s}_1$	$\underline{s}_1 < s < \bar{s}_1$	$\bar{s}_1$	$\bar{s}_1 \leqslant s < \bar{s}_2$	$\bar{s}_2$	$\bar{s}_2 \leqslant s < \bar{s}_3$	$\bar{s}_3$	$s \geqslant \bar{s}_3$	
2	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{152\,(1+s)}{47,5\,(1+s) + n_1}$ (Fără acest corectiv va rezulta un coeficient de siguranță: $c_{ef} \geqslant 1,04\ c$)	—	Corectiv: $c'_{xy} \frac{153,6(1+s)}{48(1+s) + n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 1,03...1,04\ c$)	—	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{155,2\,(1+s)}{48,5(1+s) + n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 1,02...1,03\ c$)	—	Nu este necesară nici o corecție	4,570	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{169,6\,(1+s)}{53(1+s) + n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 0,97...0,98\ c$)	—	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{172,8\,(1+s)}{54\,(1+s) + n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 0,96...0,97\ c$)	—	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{176\,(1+s)}{55(1+s) + n_1}$ (Fără acest corectiv va rezulta un coeficient de siguranță: $c_{ef} \leqslant 0,96\ c$)	2
4		—		—		0,070		1,300		2,300		4,930		4
6		—		0,073		0,173		0,924		1,315		1,920		6
8		0,075		0,147		0,232		0,779		1,015		1,330		8
10		0,134		0,197		0,270		0,702		0,869		1,078		10
12		0,176		0,233		0,297		0,654		0,783		0,938		12
14		0,209		0,260		0,316		0,621		0,726		0,849		14
16		0,235		0,281		0,332		0,598		0,686		0,787		16
18		0,255		0,298		0,344		0,580		0,656		0,742		18
20		0,272		0,311		0,354		0,566		0,633		0,708		20
22		0,287		0,323		0,362		0,554		0,614		0,681		22
24		0,299		0,333		0,370		0,545		0,599		0,659		24
26		0,309		0,341		0,375		0,537		0,587		0,641		26
28		0,319		0,348		0,380		0,531		0,576		0,625		28
30		0,327		0,355		0,384		0,525		0,567		0,612		30
32		0,334		0,360		0,388		0,520		0,559		0,601		32
34		0,340		0,365		0,392		0,516		0,552		0,591		34
36		0,346		0,370		0,395		0,512		0,546		0,583		36
38		0,351		0,374		0,398		0,509		0,541		0,575		38
40		0,355		0,377		0,400		0,506		0,536		0,568		40
42		0,360		0,380		0,403		0,503		0,532		0,562		42
44		0,363		0,383		0,405		0,500		0,528		0,557		44
46		0,367		0,386		0,407		0,498		0,524		0,552		46
48		0,370		0,389		0,409		0,496		0,521		0,547		48
50		0,373		0,391		0,410		0,494		0,518		0,543		50
52		0,376		0,393		0,411		0,492		0,515		0,539		52
54		0,379		0,395		0,413		0,491		0,513		0,536		54

Pentru valori n_1 intermediare se interpolează linear.

domenii $\underline{s}_i \ldots \underline{s}_{i+1}$ sau $\bar{s}_i \ldots \bar{s}_{i+1}$:

$\Psi = 0{,}95$ pentru $s \leqslant \underline{s}_3$
$\Psi = 0{,}96$ „ $\underline{s}_3 < s \leqslant \underline{s}_2$
$\Psi = 0{,}97$ „ $\underline{s}_2 < s \leqslant \underline{s}_1$
$\Psi = 1{,}06$ „ $\bar{s}_1 \leqslant s \leqslant \bar{s}_2$
$\Psi = 1{,}08$ „ $\bar{s}_2 \leqslant s < \bar{s}_3$
$\Psi = 1{,}10$ „ $s \geqslant \bar{s}_3$.

Cu aceste valori, introduse în expresia corectivului c'_{xy}, eroarea posibilă în a doua etapă de calcul nu va depăși $\pm 2\%$.

Reluînd acum relația (13a), dacă introducem în această expresie pe c'_o cu valoarea din (11a), obținem:

$$c'_{xy} = \frac{160\ \Psi\ (1+s)\ c}{80\ \Psi\ (1+s) + n_1 c} \tag{14}$$

sau, notînd: $160\ \Psi = \Phi_1$ și $\dfrac{80\Psi}{c} = \Phi_2$:

$$c'_{xy} = \frac{\Phi_1 (1+s)}{\Phi_2 (1+s) + n_1}. \tag{14a}$$

În formulele de corecție din tabelele 3 și 4, parametrii Φ_1 și Φ_2 au fost trecuți direct cu valorile lor numerice.

II. CALCULUL LA STĂRILE LIMITĂ

Dacă notăm: $N_x = w_x N$, $N_y = w_y N$ și $N_o = w_o N$, relația (II) de la începutul acestei lucrări se poate reduce la forma:

$$\frac{1}{\dfrac{1}{w_x} + \dfrac{1}{w_y} - \dfrac{1}{w_o}} \geqslant 1. \tag{15}$$

Asimilînd multiplicatorii w_x, w_y și w_o cu niște coeficienți de siguranță c_x, c_y și c_o care să conducă la un coeficient de siguranță de ansamblu $c = 1$, se stabilește o analogie perfectă între relațiile de bază folosite în cele două metode de calcul: la rupere și la stările limită. De aceea, nu vom relua aici analiza făcută în partea I, ci ne vom rezuma numai la a da

$s = \dfrac{A_a \sigma_c}{A_b R_{pt}}$

CIFRE DE CONTROL ȘI FORMULE DE CORECȚIE

Tabela 4
Calculul la rupere
$c = 2{,}0$

n_1	$s < 0{,}45$							$s > 0{,}45$						n_1
	$s \leqslant \underline{s}_3$	$\underline{s}_3$	$\underline{s}_3 < s \leqslant \underline{s}_2$	$\underline{s}_2$	$\underline{s}_2 < s \leqslant \underline{s}_1$	$\underline{s}_1$	$\underline{s}_1 < s < \bar{s}_1$	$\bar{s}_1$	$\bar{s}_1 \leqslant s < \bar{s}_2$	$\bar{s}_2$	$\bar{s}_2 \leqslant s < \bar{s}_3$	$\bar{s}_3$	$s \geqslant \bar{s}_3$	
2	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{152\,(1+s)}{38(1+s)+n_1}$ (Fără acest corectiv va rezulta un coeficient de siguranță: $c_{ef} \leqslant 1{,}04\ c$)	—	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{153{,}6\,(1+s)}{38{,}4\,(1+s)+n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 1{,}03 \ldots 1{,}04\ c$)	—	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{155{,}2\,(1+s)}{38{,}8\,(1+s)+n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 1{,}02 \ldots 1{,}03\ c$)	—	Nu este necesară nici o corecție	2,550	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{169{,}6\,(1+s)}{42{,}4\,(1+s)+n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 0{,}97 \ldots 0{,}98\ c$)	—	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{172{,}8\,(1+s)}{43{,}2\,(1+s)+n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 0{,}96 \ldots 0{,}97\ c$)	—	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{176\,(1+s)}{44\,(1+s)+n_1}$ (Fără acest corectiv va rezulta un coeficient de siguranță: $c_{ef} \leqslant 0{,}96\ c$)	2
4		—		0,019		0,129		1,059		1,629		2,670		4
6		0,057		0,131		0,219		0,806		1,068		1,428		6
8		0,134		0,197		0,269		0,702		0,869		1,078		8
10		0,185		0,240		0,302		0,645		0,767		0,912		10
12		0,223		0,271		0,324		0,609		0,705		0,815		12
14		0,251		0,294		0,341		0,584		0,663		0,752		14
16		0,272		0,311		0,354		0,566		0,633		0,708		16
18		0,290		0,325		0,364		0,552		0,610		0,675		18
20		0,304		0,337		0,373		0,541		0,593		0,649		20
22		0,316		0,346		0,379		0,532		0,579		0,629		22
24		0,327		0,355		0,384		0,525		0,567		0,612		24
26		0,335		0,361		0,389		0,519		0,557		0,598		26
28		0,343		0,367		0,393		0,514		0,549		0,587		28
30		0,350		0,373		0,397		0,509		0,542		0,577		30
32		0,356		0,377		0,400		0,505		0,536		0,568		32
34		0,361		0,381		0,403		0,502		0,531		0,561		34
36		0,365		0,385		0,406		0,499		0,526		0,554		36
38		0,369		0,388		0,408		0,496		0,522		0,548		38
40		0,373		0,391		0,410		0,494		0,518		0,543		40
42		0,377		0,394		0,412		0,492		0,515		0,538		42
44		0,380		0,396		0,414		0,490		0,512		0,534		44
46		0,383		0,398		0,415		0,488		0,509		0,530		46
48		0,386		0,400		0,416		0,486		0,506		0,527		48
50		0,388		0,402		0,418		0,485		0,504		0,524		50
52		0,390		0,404		0,419		0,484		0,502		0,521		52
54		0,392		0,406		0,420		0,483		0,500		0,518		54

Pentru valori n_1 intermediare se interpolează linear.

tabelele și relațiile de calcul adaptate la metoda stărilor limită.

Coeficienților de siguranță c_{xy} le vor corespunde aici multiplicatorii w (notați spre simplificare fără nici un indice) din tabela 2, calculați tot în funcție de factorul de compresiune relativă :

$$n_1 = \frac{100\,N}{bhR_i},$$

N și R_i fiind, în cazul acesta, *forța longitudinală de calcul*, respectiv *rezistența de calcul a betonului.*

Cum raportul N/R_i are aici valori mai mari decît în cazul calculului la rupere, și limita de variație a lui n_1 va fi de asemenea mai mare. De aceea în tabela 2 s-au dat valori w pentru n_1 variind între 4 și 108 (valori duble față de n_1 din tabela 1).

În ceea ce privește raportul s, ținînd seamă de valorile diferite, față de cele de la metoda de calcul la rupere, ale rezistențelor de calcul pentru beton și oțel, în această metodă s-a considerat $s_o = 0,65$.

Valorile limită ale lui s precum și formulele de corecție sînt date în tabela 5.

Pentru trecerea de la multiplicatorii w la corelații $w_x \neq w_y$, se vor folosi relațiile :

$$w_{x\,\text{nec.}} = \frac{w_{y\,\text{ef.}}\, w}{2w_{y\,\text{ef.}} - w} \tag{16a}$$

$$w_{y\,\text{nec.}} = \frac{w_{x\,\text{ef.}}\, w}{2\,w_{x\,\text{ef.}} - w}. \tag{16b}$$

Observație

STAS 1546—50 este actualmente în curs de revizuire. Proiectul de revizuire a acestui STAS prevede pentru rezistențele de calcul ale betoanelor și oțelurilor, și în consecință și pentru coeficientul c, valori cu totul diferite față de cele cu care se calculează în prezent în metoda de calcul la rupere.

Rezistențele de calcul prevăzute în proiectul de revizuire fiind aceleași ca cele prescrise de STAS 8000—67, tabelele 2 și 5, întocmite pentru calculul la stările limită, pot fi folosite și la calculul cu STAS 1546—50 revizuit, în ipoteza grupării C de solicitări ($c_{min} = 1$) ; se va considera $c_{xy} = w$. În tabela 6 (Anexă) se dau valori c_{xy} și cifre de control și pentru calculul cu STAS 1546—50 revizuit, în ipoteza grupării A de solicitări ($c_{min} = 1,3$).

$$s = \frac{A_a\, R_a}{A_b R_{pr}}$$

CIFRE DE CONTROL ȘI FORMULE DE CORECȚIE

Tabela 5

*Calculul la stări limită**

n_1	s < 0,65							s > 0,65						n_1
	$s \leqslant \underline{s}_3$	$\underline{s}_3$	$\underline{s}_3 < s \leqslant \underline{s}_2$	$\underline{s}_2$	$\underline{s}_2 < s \leqslant \underline{s}_1$	$\underline{s}_1$	$\underline{s}_1 < s < \bar{s}_1$	$\bar{s}_1$	$\bar{s}_1 \leqslant s < \bar{s}_2$	$\bar{s}_2$	$\bar{s}_2 \leqslant s < \bar{s}_3$	$\bar{s}_3$	$s \geqslant \bar{s}_3$	
4	Corectiv : $w' = \frac{152\,(1+s)}{76\,(1+s) + n_1}$ (Fără acest corectiv va rezulta : $Ncap \geqslant 1,04\ N$)	—	Corectiv : $w' = \frac{153,6\,(1+s)}{76,8\,(1+s) + n_1}$ (Fără corectiv : $Ncap = 1,03\ldots1,04\ N$)	—	Corectiv : $w' = \frac{155,2\,(1+s)}{77,6\,(1+s) + n_1}$ (Fără corectiv : $Ncap = 1,02\ldots1,03\ N$)	0,002	Nu este necesară nici o corecție	4,050	Corectiv : $w' = \frac{169,6\,(1+s)}{84,8\,(1+s) + n_1}$ (Fără corectiv : $Ncap = 0,97\ldots0,98\ N$)	—	Corectiv : $w' = \frac{172,8\,(1+s)}{86,4\,(1+s) + n_1}$ (Fără corectiv : $N\,cap = 0,96\ldots0,97\ N$)	—	Corectiv : $w' = \frac{176\,(1+s)}{88\,(1+s) + n_1}$ (Fără acest corectiv va rezulta : $N\,cap \leqslant 0,96\ N$)	4
8		0,010		0,114		0,247		1,488		2,370		4,280		8
12		0,159		0,249		0,357		1,128		1,501		2,046		12
16		0,252		0,330		0,420		0,984		1,216		1,514		16
20		0,316		0,384		0,461		0,907		1,073		1,276		20
24		0,362		0,422		0,489		0,859		0,988		1,140		24
28		0,397		0,451		0,510		0,826		0,932		1,053		28
32		0,424		0,473		0,526		0,802		0,891		0,992		32
36		0,446		0,491		0,539		0,783		0,861		0,947		36
40		0,464		0,505		0,548		0,769		0,838		0,913		40
44		0,479		0,517		0,558		0,758		0,819		0,886		44
48		0,492		0,528		0,565		0,748		0,803		0,863		48
52		0,503		0,536		0,572		0,740		0,791		0,845		52
56		0,513		0,544		0,577		0,733		0,780		0,830		56
60		0,521		0,551		0,582		0,727		0,770		0,816		60
64		0,529		0,556		0,586		0,722		0,762		0,805		64
68		0,535		0,562		0,589		0,718		0,755		0,795		68
72		0,541		0,566		0,593		0,714		0,749		0,786		72
76		0,547		0,570		0,596		0,711		0,744		0,779		76
80		0,551		0,574		0,598		0,708		0,739		0,772		80
84		0,556		0,578		0,601		0,705		0,734		0,766		84
88		0,560		0,581		0,603		0,702		0,730		0,760		88
92		0,564		0,584		0,605		0,700		0,727		0,755		92
96		0,567		0,586		0,607		0,698		0,723		0,750		96
100		0,570		0,589		0,608		0,696		0,720		0,746		100
104		0,573		0,591		0,610		0,694		0,717		0,742		104
108		0,576		0,593		0,611		0,692		0,715		0,738		108

Pentru valori n_1 intermediare se interpolează linear

*Tabela 5 poate fi folosită și la calculul cu STAS 1546—50 revizuit (proiect) în ipoteza grupării C de solicitări ($c_{min} = 1$)

Din condiția:

$$\dot{c}_0 = \frac{80(1+s_0)}{n_1} = \frac{80\ x\ 1{,}65}{n_1} \geqslant c_{min} = 1{,}3$$

această tabelă cuprinde valori n_1 pînă la maximum 100, valoare la care practic nu se ajunge în proiectare.

EXEMPLE DE CALCUL

Exemplul 1* (Calcul conform *STAS 1546–50*)

Un stîlp cu secțiunea de 30 × 40 cm este solicitat de:

$$M_x = 8{,}9 \text{ tfm},\ M_y = 2{,}3 \text{ tfm și } N = 48 \text{ tf}.$$

Coeficienții de flexibilitate: $m_x = 1$, $m_y = 1{,}21$.

Se utilizează: beton marca B 200 și un oțel cu $\sigma_c = 2\,850$ kgf/cm².

Se cere armarea simetrică a secțiunii, cu un coeficient de siguranță $c=2$.

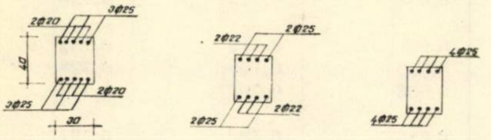
Mersul calculului

$$\text{Cu}: n_1 = \frac{48\,000}{12 \times 180} = 22{,}2 \text{ găsim în tabela 1}: c_{xy} = 2{,}9.$$

Calculînd secțiunea cu acest coeficient, vom avea: **

$$A_{ax} = A'_{ax} = 21{,}20 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay} = A'_{ay} = 5{,}95 \text{ cm}^2.$$



a *b* *c*

Fig. 4

Dacă armăm secțiunea ca în figura 4a, va rezulta:

$$A_{ay\ ef} = A'_{ay\ ef} = 9{,}82 \text{ cm}^2 > A_{a\,calc} = 5{,}95 \text{ cm}^2.$$

Pe direcția y vom avea deci un coeficient $c_{y\ ef} > c_{xy}$. Verificînd, vom găsi: $c_{y\ ef} = 3{,}21$.

Trecerea la coeficienții de siguranță corelați

Cu $c_{y\ ef} = 3{,}21$, aplicînd relația (9a) vom avea:

$$c_{x\,nec} = \frac{3{,}21 \times 2{,}9}{6{,}42 - 2{,}9} = 2{,}65.$$

Recalculînd cu acest coeficient armătura pe direcția x vom obține: $A_{ax} = A'_{ax} = 16{,}9$ cm². Cu armarea din figura 4b, vom avea o armătură totală: $A_a = 34{,}84$ cm².

$$s = \frac{34{,}84 \times 2{,}850}{1200 \times 0{,}145} = 0{,}57$$

$$\bar{s}_1 < s < \bar{s}_2. \qquad \text{(Tabela 4)}$$

Deci, dacă ne oprim în această fază, coeficientul de siguranță de ansamblu va fi: $c_{ef} = 0{,}97\ldots0{,}98\ c$.

Aplicarea corectivului c'_{xy}

Cu formula dată în tabela 4:

$$c'_{xy} = \frac{169{,}6 \times 1{,}57}{42{,}4 \times 1{,}57 + 22{,}2} = 3{,}0.$$

După cum am văzut mai sus, cele două bare de colț Ø25 asigură un $c_{y\ ef.} = 3{,}21$. Deci:

$$c'_{x\ nec} = \frac{3{,}21 \times 3{,}0}{6{,}42 - 3{,}0} = 2{,}82$$

cu care vom obține: $A_{ax} = A'_{ax} = 19{,}8$ cm² (4Ø25).

Armarea finală va fi deci cea din figura 4c.

Dacă vom face o verificare cu relația dată de STAS 1546–50 vom găsi:
— înainte de aplicarea corectivului: $c_{ef} = 1{,}96$
— după aplicarea corectivului: $c_{ef} = 2{,}00$

Exemplul 2 (Calcul conform *STAS 8000–67*)

Un stîlp cu secțiunea de 30×50 cm este solicitat de o forță longitudinală $N = 47{,}5$ tf și de momentele: $M_x = -11{,}4$ tfm și $M_y = \pm 4{,}6$ tfm.

Coeficienții de flexibilitate: $\eta_x = 1$; $\eta_y = 1{,}34$.

Se cere armarea secțiunii, cunoscînd că stîlpul se va turna în poziție verticală.

Se va folosi beton B 200 și oțel PC 52.

Mersul calculului

$$R_i = 0{,}85 \times 100 = 85 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n_1 = \frac{47500}{15 \times 85} = 37{,}2 \rightarrow w = 1{,}56 \qquad \text{(Tabela 2)}$$

$$N_x = N_y = wN = 1{,}56 \times 47{,}5 = 74{,}1 \text{ tf}.$$

Considerînd forța wN aplicată succesiv cu excentricitățile:

$$e_{ox} = \frac{M_x}{N} \text{ și } e_{oy} = \eta \frac{M_y}{N},$$

vom avea:

— pe direcția x (armare nesimetrică):

$$A'_{ax} = 9{,}35 \text{ cm}^2\ (3Ø20)$$

$$A_{ax} = 6{,}30 \text{ cm}^2\ (2Ø20)$$

— pe direcția y (armare simetrică):

$$A_{ay} = A'_{ay} = 9{,}30 \text{ cm}^2\ (3Ø20)$$

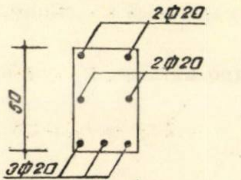


Fig. 5

Totalul armăturii pe secțiune (fig. 5): $A_a = 21{,}98$ cm².

Raportul s:

$$s = \frac{21{,}98 \times 2900}{1500\ (0{,}85 \times 80)} = 0{,}625.$$

$$\underline{s}_1 < s < \bar{s}_1.$$

Nu este deci necesară nici o corecție,

---

* În acest exemplu, datele problemei au fost astfel alese încît să fie necesară parcurgerea tuturor fazelor de calcul posibile: dimensionarea secțiunii cu c_{xy}, trecerea la $c_x \neq c_y$ aplicarea corectivului c'_{xy} pentru mărirea gradului de aproximare.

Este cazul cel mai complex care se poate ivi la aplicarea metodei de calcul prezentată în această lucrare.

** În calcule s-a considerat $a = a' = 3{,}5$ cm

Coeficienţii c_{xy} $s = \frac{A_a R_a}{A_b R_{pr}}$

CIFRE DE CONTROL ŞI FORMULE DE CORECŢIE

Tabela 6 (Anexă)

Calculul conf. proiectului de revizuire a STAS 1546—50

$c_{\min} = 1,3$

n_1	c_{xy}
4	2,50
8	2,41
12	2,33
16	2,25
20	2,17
24	2,10
28	2,04
32	1,98
36	1,92
40	1,86
44	1,81
48	1,77
52	1,72
56	1,68
60	1,63
64	1,59
68	1,56
72	1,52
76	1,49
80	1,45
84	1,42
88	1,39
92	1,36
96	1,34
100	1,31

n_1	$s < 0,65$							$s > 0,65$						n_1
	$s \leqslant \underline{s}_3$	$\underline{s}_3$	$\underline{s}_3 < s \leqslant \underline{s}_2$	$\underline{s}_2$	$\underline{s}_2 < s \leqslant \underline{s}_1$	$\underline{s}_1$	$\underline{s}_1 < s < \bar{s}_1$	$\bar{s}_1$	$\bar{s}_1 \leqslant s < \bar{s}_2$	$\bar{s}_2$	$\bar{s}_2 \leqslant s < \bar{s}_3$	$\bar{s}_3$	$s \geqslant \bar{s}_3$	
4	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{152(1+s)}{59,4(1+s)+n_1}$ (Fără acest corectiv va rezulta: $c_{ef} \geqslant 1,04\, c_{\min}$)	—	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{153,6(1+s)}{59(1+s)+n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 1,03 \ldots 1,04\, c_{\min}$)	—	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{155,2(1+s)}{59,7(1+s)+n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 1,02 \ldots 1,03\, c_{\min}$)	0,101	Nu este necesară nici o corecţie	2,431	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{169,6(1+s)}{65,2(1+s)+n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 0,97 \ldots 0,98\, c_{\min}$)	6,720	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{172,8(1+s)}{66,4(1+s)+n_1}$ (Fără corectiv: $c_{ef} = 0,96 \ldots 0,97\, c_{\min}$)	—	Corectiv: $c'_{xy} = \frac{176(1+s)}{67,7(1+s)+n_1}$ (Fără acest corectiv va rezulta: $c_{ef} \leqslant 0,96\, c_{\min}$)	4
8		0,108		0,205		0,320		1,230		1,720		2,504		8
12		0,244		0,324		0,414		0,997		1,237		1,548		12
16		0,325		0,393		0,467		0,897		1,055		1,242		16
20		0,379		0,438		0,500		0,842		0,959		1,091		20
24		0,418		0,470		0,523		0,808		0,900		1,002		24
28		0,447		0,493		0,540		0,784		0,860		0,942		28
32		0,469		0,511		0,553		0,766		0,831		0,900		32
36		0,487		0,525		0,563		0,752		0,809		0,868		36
40		0,502		0,537		0,571		0,742		0,792		0,844		40
44		0,514		0,547		0,578		0,733		0,778		0,824		44
48		0,524		0,555		0,584		0,726		0,767		0,810		48
52		0,533		0,562		0,588		0,720		0,757		0,794		52
56		0,541		0,568		0,593		0,715		0,749		0,783		56
60		0,548		0,573		0,596		0,711		0,742		0,773		60
64		0,554		0,578		0,600		0,707		0,736		0,765		64
68		0,559		0,582		0,603		0,703		0,731		0,758		68
72		0,564		0,586		0,605		0,700		0,726		0,751		72
76		0,568		0,589		0,607		0,697		0,722		0,746		76
80		0,572		0,592		0,609		0,695		0,718		0,740		80
84		0,575		0,595		0,611		0,693		0,715		0,736		84
88		0,578		0,597		0,613		0,691		0,712		0,732		88
92		0,581		0,599		0,615		0,689		0,709		0,728		92
96		0,584		0,601		0,616		0,688		0,707		0,724		96
100		0,587		0,603		0,617		0,686		0,704		0,721		100

Pentru valori n_1 intermediare se interpolează linear

Exemplul 3 (Calcul conform proiectului de *STAS 1546—50 revizuit*)

Un stîlp cu secţiunea de 40×40 cm este solicitat de:

$$M_x = 5,00 \text{ tfm},\ M_y = 3,15 \text{ tfm},\ N = 70 \text{ tf}.$$

Coeficienţii de flexibilitate: $\eta_x = \eta_y = 1$.

Stîlpul va fi preturnat pe şantier (în poziţie orizontală), cu un beton B 200 şi cu armătura din oţel OB 38.

Se cere armarea simetrică a secţiunii, cu $c_{min} = 1,3$.

Calculul cu c_{xy}:

$$R_i = 100 \text{ kgf/cm}^2;\ R_a = 2100 \text{ kgf/cm}^2$$

$$n_1 = \frac{70000}{16 \times 100} = 43,8 \rightarrow c_{xy} = 1,81. \qquad \text{(Tabela 6)}$$

Cu acest coeficient al solicitărilor după ambele direcţii vom găsi:

$$A_{ax} = A'_{ax} = 12,40 \text{ cm}^2 \quad (4\text{Ø}20 = 12,56 \text{ cm}^2)$$

$$A_{ay} = A'_{ay} = 7,65 \text{ cm}^2 \quad (2\text{Ø}20 + 1\text{Ø}14 = 7,82 \text{ cm}^2).$$

Armătura efectivă totală pe secţiune:

$$A_a = 8\text{Ø}20 + 2\text{Ø}14 = 28,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{cu care: } s = \frac{28,2 \times 2100}{1600 \times 80} = 0,463 < \underline{s}_3 = 0,514.$$

Înseamnă că dacă ne oprim cu calculul aici, vom avea un $c_{ef} > 1,04\ c_{min}$

Corectivul c'_{xy}:

$$c'_{xy} = \frac{152 \times 1,463}{59,4 \times 1,463 + 43,8} = 1,7$$

cu care obţinem:

$$A_{ax} = A'_{ax} = 9,80 \text{ cm}^2 \quad (4\text{Ø}18 = 10,32 \text{ cm}^2)$$

$$A_{ay} = A'_{ay} = 5,30 \text{ cm}^2 \quad (2\text{Ø}18 = 5,08 \text{ cm}^2).$$

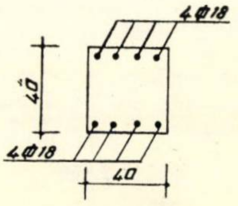


Fig. 6

Vom arma deci ca în figura 6.

Relaţia (I) de verificare ne va da:

— înainte de aplicarea corectivului: $c_{ef} = 1,37$

— după aplicarea corectivului: $c_{ef} = 1,31$.

UNELE SOLUŢII DE INSTALAŢII DE ÎNCĂLZIRE ŞI VENTILARE LA CONSTRUCŢII CIVILE ŞI INDUSTRIALE ÎN UNIUNEA SOVIETICĂ

Ing. Mihai Ilina
Institutul de construcţii Bucureşti

Ca urmare a specializării de două luni făcute în U.R.S.S. am putut vizita o serie de instalaţii de încălzire şi de ventilare executate sau în curs de execuţie la unele clădiri din Harcov, Moscova şi Leningrad.

Asigurarea confortului în toate ramurile de activitate este dezideratul principal care stă mereu în atenţia specialiştilor din URSS, ei urmărind pentru aceasta să folosească cele mai eficiente sisteme de încălzire şi ventilare în construcţii.

Pentru a scoate în relief particularităţile sistemelor folosite şi modul cum ele asigură buna desfăşurare a fluxului tehnologic, în cele ce vor urma se vor trece în revistă instalaţiile de la cîteva din clădirile civile şi industriale din Uniunea Sovietică.

A. CLĂDIRI INDUSTRIALE

La construcţiile industriale care în general sînt executate din corpuri de clădiri cu volum mare de aer, se utilizează foarte mult sistemul de încălzire cu aer cald. Ceea ce trebuie subliniat în mod special aici este faptul că pe lîngă asigurarea temperaturii necesare în perioada de iarnă, instalaţia este prevăzută şi cu camere de tratare a aerului care să asigure condiţii optime de lucru şi în perioada de vară.

La „Întreprinderea de prefabricate din panouri din beton" din Harcov, clădire compusă din două hale, destinată prefabricării pereţilor interiori şi exteriori precum şi a planşeelor pentru construcţii de locuinţe, alegerea sistemului de încălzire şi ventilare s-a făcut funcţie de procesul tehnologic.

Pe scurt, fluxul tehnologic cuprinde: executarea scheletului metalic cu ajutorul sudurii electrice, includerea conductelor de încălzire în elementul de construcţie, includerea conductorilor pentru instalaţia electrică (lumină, forţă, telefon, radio etc.), executarea golurilor necesare montării ferestrelor, uşilor, golurilor de ventilaţii, golurilor pentru diverse conducte de gaze etc., introducerea panoului cu întregul schelet pe bandă pentru turnarea betonului şi realizarea prizei.

Alegerea sistemului de încălzire şi ventilare s-a făcut astfel: în hala de prefabricare, unde lucrează maşinile de prefabricare a panourilor, date fiind dimensiunile acestei încăperi şi în special volumul mare de aer, s-a prevăzut încălzirea şi ventilarea prin jet concentrat;

—în sălile anexe, acolo unde degajările de căldură şi de nocivităţi sînt mici, s-a prevăzut încălzirea cu aeroterme care funcţionează numai cu aer de recirculaţie;

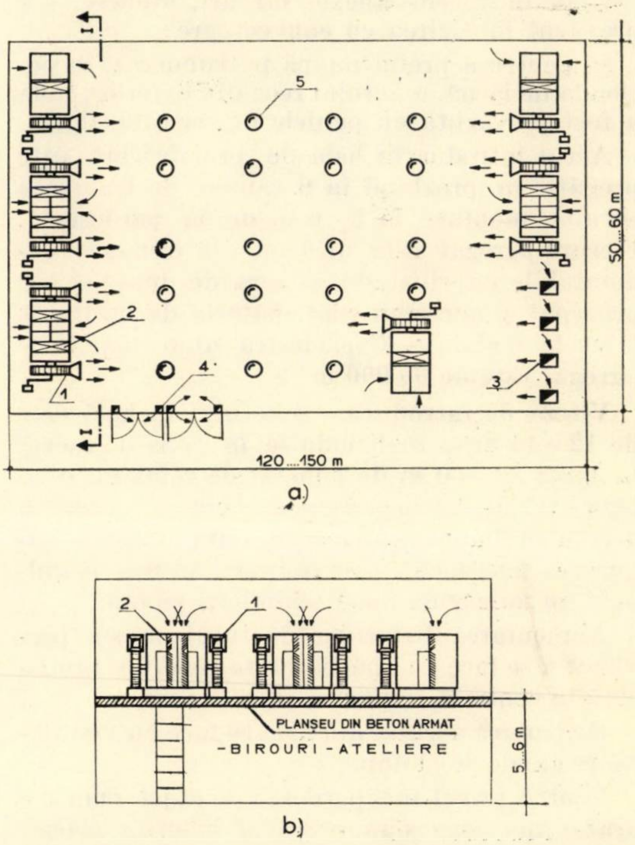


Fig. 1. Încălzirea halei de prefabricate prin jet concentrat a — plan; b — secţiune

1. ventilator de introducere; 2. cameră de tratare aer; 3. aeroterme de perete cu gabarit redus; 4. perdele de aer cald; 5. ventilatoare axiale montate pe acoperiş

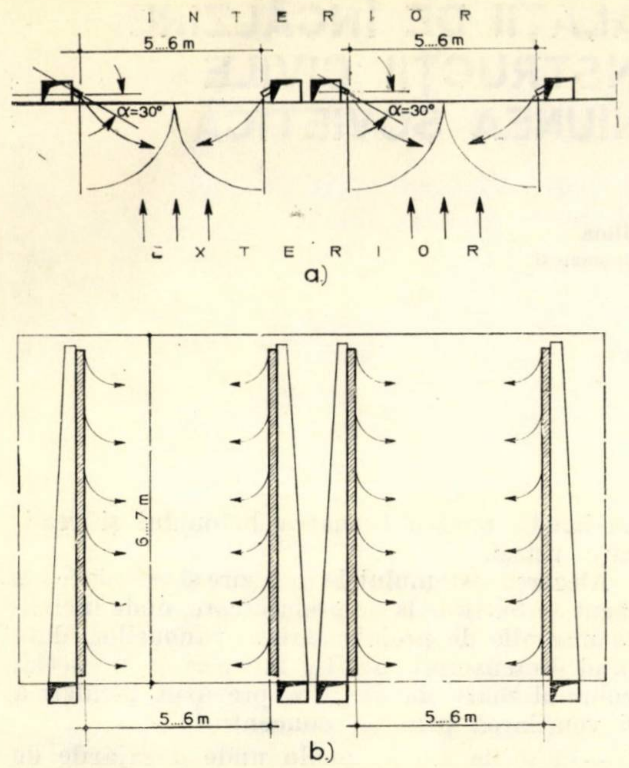


Fig. 2. Perdele de aer cald
a — plan ; b — vedere din faţă

— în încăperile anexe, birouri, ateliere, s-a prevăzut încălzirea cu convectoare ;

— pentru a preîntîmpina pătrunderea, în perioada de iarnă, a aerului rece din exterior, hala a fost prevăzută cu perdele de aer cald (fig. 2).

Aerul introdus în hala de prefabricare este pregătit în prealabil în 9 camere de tratare a aerului, montate la 5—6 m de la pardoseală. Fiecare agregat este alcătuit din elemente demontabile cuprinzînd : camera de amestec aer proaspăt şi aer recirculat, bateria de încălzire, jaluzele reglabile. Capacitatea unui astfel de agregat este de 60 000 m^3/h.

Viteza de introducere a aerului în hală este de 12—14 m/s, realizîndu-se în zona de lucru, la circa 50—60 m de punctul de refulare, o viteză $v = 1{,}0-1{,}5$ m/s. Temperatura de refulare a aerului în timpul iernii $t_r = 40-50$°C. Pentru asigurarea unei încălziri uniforme s-au luat în calcule un număr de două schimburi pe oră.

Alimentarea bateriilor de încălzire s-a prevăzut a se face cu apă fierbinte 150/70°C preparată în centrala termică a complexului.

Evacuarea aerului din hală se face cu ventilatoare axiale de plafon.

Pentru restul încăperilor, aşa după cum s-a arătat mai sus, s-au prevăzut soluţiile clasice cu aeroterme, registre, convectoare.

O altă clădire industrială de mari proporţii, în curs de execuţie la Harcov, este „Uzina de tractoare".

Clădirea este formată din două corpuri distincte :

— hala de fabricaţie a tractoarelor, compusă în linii mari din : sala cuptoarelor electrice, sala de montaj şi încercare a tractoarelor, sala de galvanizare, sala de vopsitorie etc. ;

— corpul administrativ, tehnico-ingineresc compus din : laboratoare, săli de proiectare, birouri etc.

Clădirea este executată din grinzi de beton prefabricat cu deschiderea de circa 20—30 m. Acoperişul este parţial în boltă, cu luminatoare ; pereţii exteriori sînt foarte mult vitraţi (cca 50% din întreaga suprafaţă este acoperită cu geamuri).

Instalaţiile de încălzire şi ventilare s-au făcut diferenţiat sau combinat, în funcţie de fluxul tehnologic.

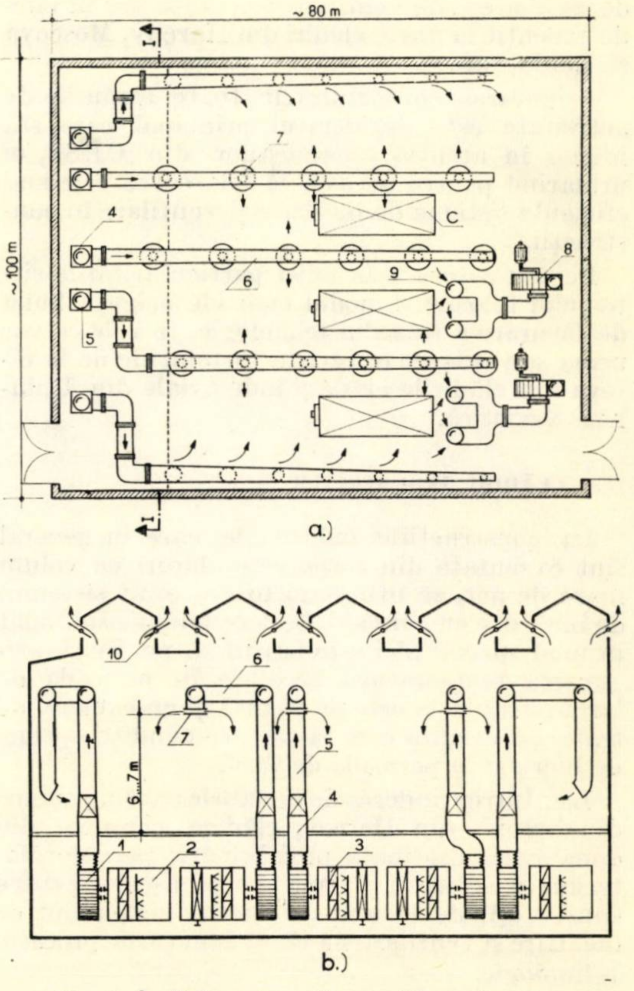


Fig. 3. Încălzirea şi ventilarea sălii cuptoarelor
a — plan; b — secţiune

1. ventilator de introducere ; 2. camera de tratare pentru perioada de iarnă ; 3. cameră de tratare pentru perioada de vară ; 4. canale din tablă de formă dreptunghiulară ; 5. canale din tablă de formă circulară, verticale ; 6. canale de distribuţie circulare cu secţiune variabilă ; 7. orificiu de introducere cu refulare laterală de formă circulară ; 8. ventilator de evacuare aer de la cuptoare, montat la înălţime pe un postament de beton ; 9. absorbţii locale de la cuptoare ; 10. ferestre basculante pentru evacuarea aerului din încăperi prin suprapresiune

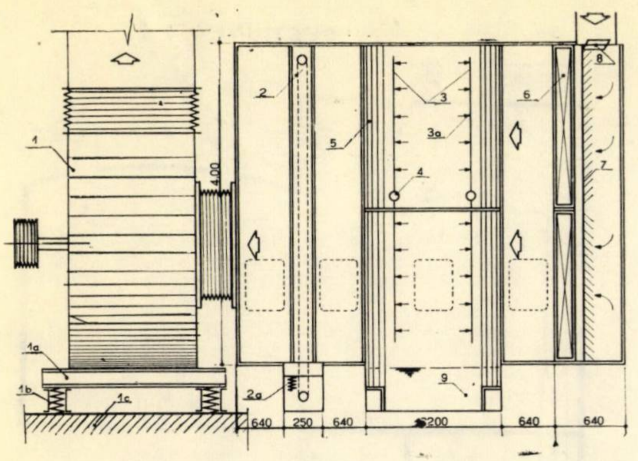


Fig. 4. Camera de tratare aer — detaliu

1. Ventilator de introducere cuplat cu curele de transmisie (1 a cadru metalic sudat de ventilator ; 1 b amortizoare elicoidale ; 1c-fundații de beton) ; 2. filtru umed rotativ acționat de un motor electric (2 a — bazinul de ulei) ; 3. registru de pulverizatoare (3 a — duze din material plastic) ; 4. distribuitor de apă pentru planurile de registru. 5. separatoare de picături. 6. baterii de încălzire ; 7. clapete de reglaj manual ; 8. clapete fixe pe canalul de aer proaspăt ; 9. bazin de apă.

În cele de mai jos se vor trece în revistă particularitățile constructive ale încăperilor care compun hala de fabricație, indicîndu-se totodată și sistemul de încălzire și ventilare proiectat.

Sala cuptoarelor electrice : o încăpere aproape pătrată (100×80 m, fig. 3) în care se găsesc în curs de montare cuptoarele termice. Încălzirea acestei încăperi s-a prevăzut a se face cu aer cald. În acest scop în subsolul acestei încăperi, la o adîncime de circa 6 m, au fost prevăzute 5 camere de tratare a aerului, fiecare avînd capacitatea de 120 000 m³/h. Aceste agregate sînt astfel dimensionate încît în perioada de iarnă să funcționeze numai trei din ele, fiind prevăzute în acest sens cu bateriile de încălzire necesare. În perioada de vară toate agregatele funcționează, asigurînd în interior condiții de confort ridicate. Pentru aceasta agregatele au fost prevăzute cu instalații de umidificare (registru cu pulverizatoare) (fig. 4). Introducerea aerului s-a făcut pe la partea superioară a sălii, prin cinci canale, fiecare canal fiind racordat la un agregat. Viteza aerului pe canalele din centrala de ventilare : pe canalele dreptunghiulare cca 14—16 m/s, iar pe canalele circulare de introducere în sală cca 8—10 m/s.

Evacuarea aerului din sala cuptoarelor s-a prevăzut a se face prin suprapresiune, prin orificii prevăzute în luminatoare.

Sala de montaj și probă a tractoarelor: o încăpere de formă neregulată cu gabaritul destul de mare : lungimea 500 m, iar lățimea în două dimensiuni 40 m, respectiv 100 m. Aici are loc asamblarea motoarelor și a pieselor aferente tractoarelor. Construcția este executată din elemente prefabricate, fiind foarte mult vitrată,

Pe lungime s-a prevăzut o bandă de transportat tractoare. Ea este acționată mecanic, iar pe ultimii 100 m mișcarea tractoarelor se face sub acțiunea motorului propriu.

Intrucît în interiorul acestei săli au loc mai multe procese, iar pierderile de căldură sînt foarte mari s-a procedat, în consecință, la alegerea sistemului de încălzire independent de cel de ventilare.

Pentru încălzire s-a prevăzut sistemul cu aer cald montîndu-se în zona vitrată 8 agregate de postament asemănătoare aerotermelor, fiecare cu o capacitate de circa 300 000 kcal/h (fig. 5). Aceste agregate lucrează numai cu aer de recirculație, ele asigurînd numai temperatura interioară. Agentul folosit la bateriile de încălzire: apa fierbinte 150/70°C.

În funcție de procesul tehnologic s-a adoptat următorul sistem de ventilare combinat cu încălzirea:

— introducerea prin orificii de canal la partea superioară (introducerea generală) fiind prevăzut pentru aceasta cu : 7 camere de tratare amplasate în subsol, fiecare cu un debit de 120 000 m³/h ; o cameră de tratare de 80 000 m³/h și o cameră de tratare de 400 000 m³/h.

Introducerea s-a făcut prin jet concentrat cu canale circulare montate la plafon (sub grinzile de beton). Viteza aerului în orificii : circa 10 m/s, cu temperatura între 15 ... 20°C (fig. 6);

— evacuarea aerului s-a făcut astfel : prin absorbții locale de la diferite procese tehnologice și prin hote special amenajate pe traseul de rodaj al tractoarelor. Evacuarea generală a aerului s-a făcut prin ventilatoare axiale montate în luminator și pe acoperiș, în total circa 70 bucăți cu debitul de 10 000 m³/h fiecare.

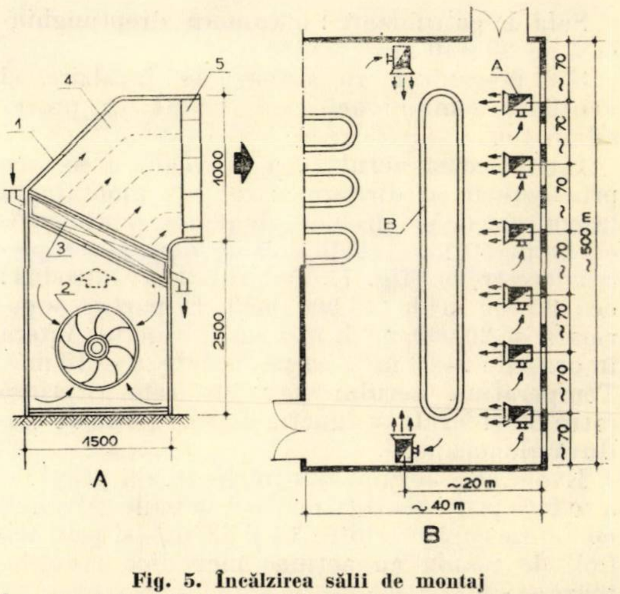


Fig. 5. Încălzirea sălii de montaj
A. agregatul încălzitor ; B. banda de transportat tractoare

1 — carcasa agregatului ; 2. ventilator axial ; 3. baterii de încălzire ; 4. palete dirijoare interioare ; 5. palete dirijoare pe canalul de refulare

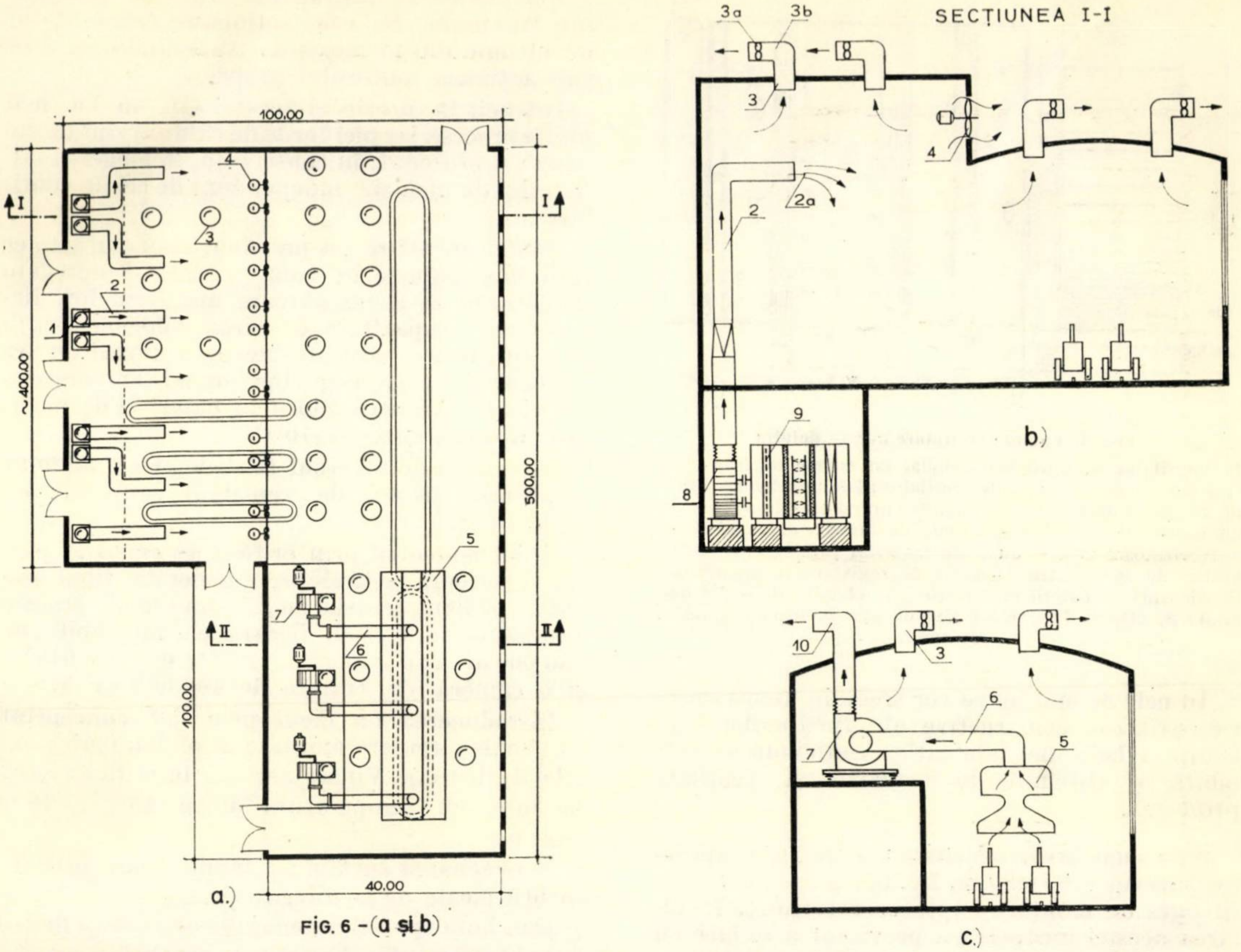


FIG. 6 -(a şi b)

Fig. 6. Ventilare la sala de montaj şi probă a tractoarelor: a — plan; b — secţiunea I — I; c — secţiunea II — II
1. canal vertical de aer tratat; 2. canal circular montat sub grindă (2 a-orificiu de introducere circular cu palete dirijoare); 3. orificiu de absorbţie de plafon (3 a — ventilator axial; 3 b — canal circular montat pe acoperiş); 4. ventilator axial în luminator pentru evacuare aer; 5. hotă absorbţie gaze eşapare de la tractor; 6. canal de absorbţie gaze eşapare; 7. ventilator evacuare; 8. ventilator introducere; 9. cameră de tratare aer; 10. canal aer viciat de la hotă

Sala de galvanizare: o cameră dreptunghiulară de 20×40 m.

S-a preconizat un sistem de încălzire şi ventilare comun: aer cald tratat în proces adiabatic.

Introducerea aerului s-a prevăzut a se face prin orificii cu dirijare orizontală montate în lungul canalelor circulare de plafon şi prin orificii de perete montate în zona de lucru în apropierea ferestrelor (fig. 7). Debitul de aer introdus: cca 60 000 m^3/h (40 000 m^3/h la partea superioară şi 20 000 m^3/h în zona de lucru). Viteza în orificii: 2— 3 m/s, iar pe canale 8 — 10 m/s. Temperatura aerului introdus este cuprinsă între 30 şi 50° C în funcţie de pierderile de căldură ale încăperii.

Evacuarea aerului din încăpere s-a prevăzut a se face prin absorbţii de bord la băile galvanice cu viteze cuprinse între 14 şi 18 m/s şi prin orificii de plafon cu acţiune mecanică (ventilatoare axiale).

Hala de vopsitorie: o încăpere de formă dreptunghiulară (60×30 m) cu înălţime de peste 10 m.

Ca soluţie pentru încălzirea şi ventilarea acestei încăperi s-a adoptat varianta cu aer cald.

Introducerea aerului în hală se face prin orificii de canal montate la plafon (fig. 8). Prepararea aerului înainte de introducere s-a prevăzut a se face în 4 camere de tratare, fiecare avînd o capacitate de 80 000 m^3/h.

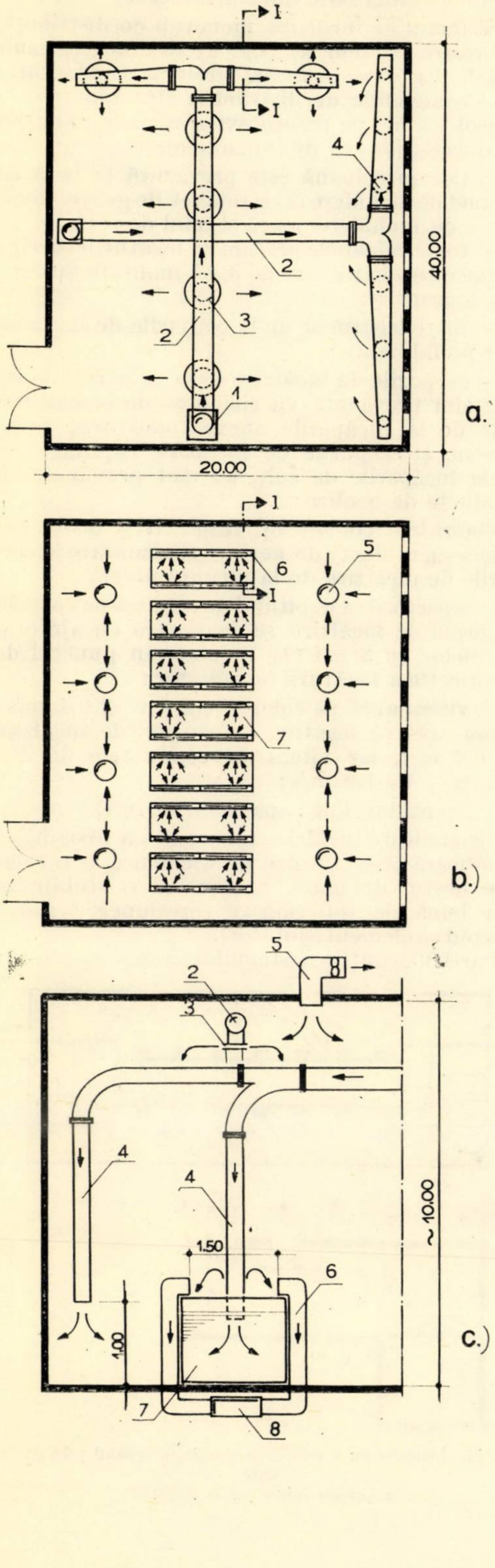
Evacuarea aerului s-a făcut local de la fiecare cameră de vopsire, cu ventilatoare montate pe camerele de vopsire, precum şi general prin orificii de plafon cu ventilatoare axiale montate pe acoperiş.

Din analiza soluţiilor de încălzire şi ventilare adoptate la Uzina de tractoare din Harcov se pot trage următoarele concluzii:

— Date fiind mărimea şi importanţa acestei uzine, debitul de aer introdus pe specific de clădire este următorul:

hala cuptoare . . . . . V = 600 000 m^3/h
hala montaj şi probă . . V = 1 000 000 „
sala galvanizare . . . . V = 60 000 „
sala vopsitorie . . . . . V = 320 000 „

$V_T \approx 2\ 000\ 000 \text{m}^3/\text{h}$


I
I
4
2
2
3
1
a.
20.00
40.00
I
5
6
I
7
b.)
5
2
3
4
4
1.50
6
1.00
~10.00
c.)
7
8

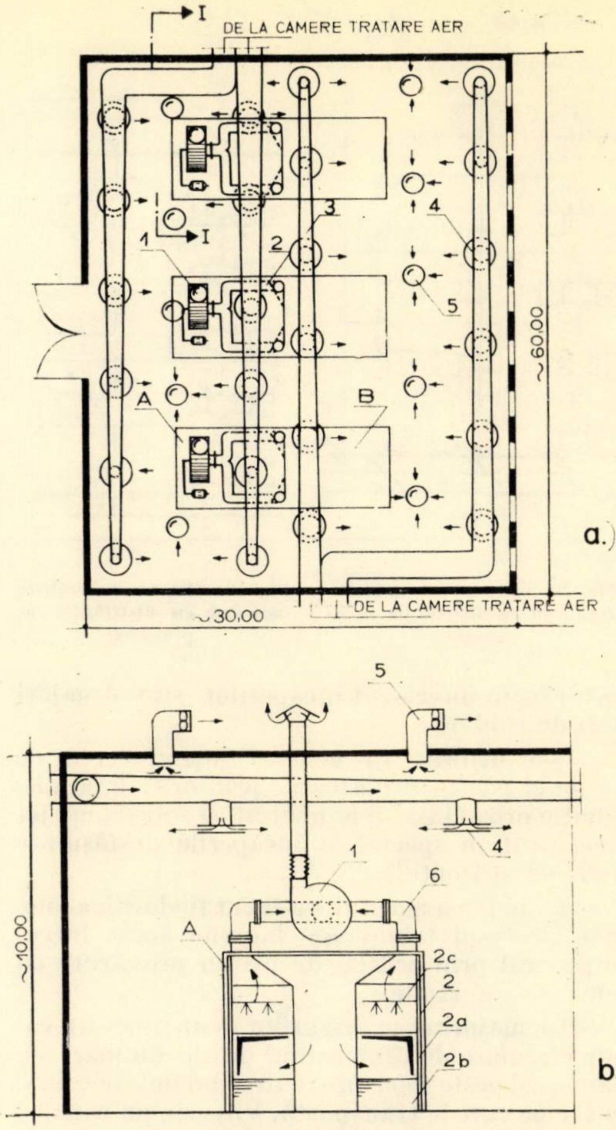

I
DE LA CAMERE TRATARE AER
I
3
1
2
4
5
A
B
~60.00
a.)
DE LA CAMERE TRATARE AER
~30.00
5
4
1
6
A
~10.00
2c
2
2a
2b
b.)

Fig. 8. Instalaţie de ventilare la hala de vopsitorie
a – plan ; b – secţiune
A – camera de vopsire ; B – camera de uscare :
1. ventilator pentru evacuare aer viciat de la camera de vopsitorie ; 2. hidrofiltru (2 a – gură evacuare aer viciat ; 2 b – bazin de apă ; 2 c – duze) ; 3. canal aer introducere ; 4. orificii introducere cu distribuţie orizontală ; 5. orificii de plafon pentru evacuare aer ; 6. canal evacuare aer viciat din camera de vopsitorie

Pentru prepararea celor 2.10^6 m^3/h aer s-au prevăzut camere de tratare montate în general în subsol. Capacitatea maximă a unei astfel de camere este de 120 000 m^3/h. Atît în perioada de iarnă cît şi în perioada de vară, tratarea aerului s-a făcut în proces adiabatic, dat fiind

←

Fig. 7. Instalaţie de ventilare la sala de galvanizare
a – plan introducere aer ; b – plan evacuare aer ; c – secţiune.
1. canal vertical de introducere ; 2. canal orizontal de introducere aer montat la plafon ; 3. orificiu de introducere cu distribuţie orizontală ; 4. canal vertical de introducere aer în zona de lucru ; 5. orificiu de plafon pentru evacuare aer ; 6. absorbţie de bord bilaterală ; 7. baia galvanică ; 8. canal colector de gaze nocive montat la subsol.

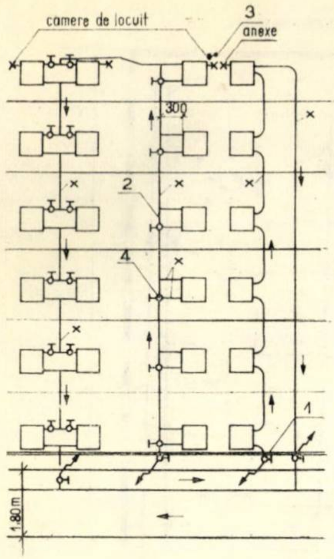


Fig. 9. Sistem de încălzire monotub cu distribuție inferioară

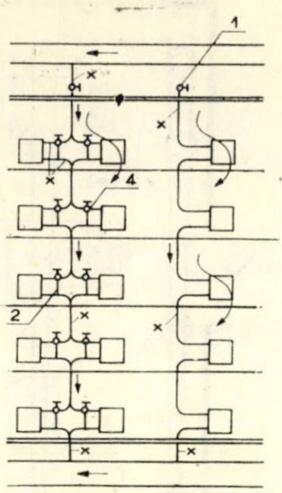


Fig. 10. Sistem de încălzire monotub cu distribuție superioară

faptul că în interiorul încăperilor sînt degajări mari de căldură.

— S-a utilizat în general introducerea de aer pe la partea superioară, prin orificii cu distribuție orizontală. S-a utilizat și soluția cu jet concentrat în special la încăperile desfășurate mult pe orizontală.

— Evacuarea aerului s-a făcut fie local, acolo unde procesul tehnologic impune acest lucru, fie general prin orificii de plafon prevăzute cu ventilatoare axiale.

— În majoritatea cazurilor s-au utilizat canale circulare de dimensiuni destul de mari (cu diametrul peste 2000 mm) date fiind debitele mari de aer pe care le transportă. Vitezele pe canale : 10 ... 15 m/s. Canalele se montează aparent, vopsite și parțial izolate în subsol.

Pentru asigurarea cu căldură atît a procesului tehnologic cît și a nevoilor gospodărești (încălzire, ventilare, apă caldă de consum), lîngă uzină s-a construit o centrală de termoficare cu capacitatea de circa 500 Gcal/h. Numai pentru încălzire și ventilare această termocentrală asigură circa 50 Gcal/h.

B. CLĂDIRI DE LOCUIT

În U.R.S.S. se construiesc foarte multe blocuri de locuințe, prefabricarea fiind unul din factorii de bază în asigurarea numărului mereu crescînd al apartamentelor. Pentru a se ține pasul cu ritmul de dezvoltare s-au preconizat mai multe sisteme de încălzire la locuințe, unele în stadiu de experimentare, altele în curs de execuție.

Sistemul monotubular este cel mai utilizat. Majoritatea construcțiilor de locuințe, precum și parte din cele social-culturale (hoteluri, clădiri administrative etc.), care au mai mult de două niveluri folosesc sistemul de încălzire monotub cu radiatoare sau convectoare.

Sistemul de încălzire monotub cu distribuție inferioară (sistem π) (fig. 9) este foarte mult folosit. El prezintă următoarele particularități :

— conductele de distribuție sînt montate în subsol tehnic, pe pereții exteriori (sus conducta de ducere, jos cea de întoarcere);

— fiecare coloană este prevăzută la bază cu robinet de închidere (1) și robinet de golire. Robinetul de închidere joacă și rolul de reglaj;

— toate coloanele precum și legăturile la corpurile de încălzire sînt de 3/4", montate aparent sau îngropate ;

— toate legăturile de la corpurile de încălzire sînt prefabricate ;

— corpurile de încălzire de la camerele de locuit sînt prevăzute cu conducte de ocolire (2). Cele de la încăperile anexe (bucătării, baie), precum și corpurile de încălzire suplimentare de la încăperile de colț, nu sînt prevăzute cu conducte de ocolire;

—aerisirea coloanelor, respectiv a instalației se face cu robinete de aerisire (3) montate la corpurile de încălzire de la ultimul nivel;

— repartizarea debitului de căldură pe coloană și corpul de încălzire se realizează cu ajutorul ventilelor cu 3 căi (4) montate în punctul de ramificație a legăturii la radiator ;

— viteza apei pe coloane $0{,}2 < v < 0{,}4$ m/s ; viteza apei pe legătura la corpul de încălzire $v > 0{,}2$ m/s, iar viteza în conductele de distribuție : $v < 1{,}0$ m/s ;

— agentul termic : apa caldă 95/70°C.

Sistemul de încălzire monotub cu distribuție superioară (fig. 10) are de asemenea o răspîndire destul de mare, prezentînd o stabilitate mai bună de funcționare (presiunea termică lucrînd ca element ajutător).

Particularitățile sistemului sînt :

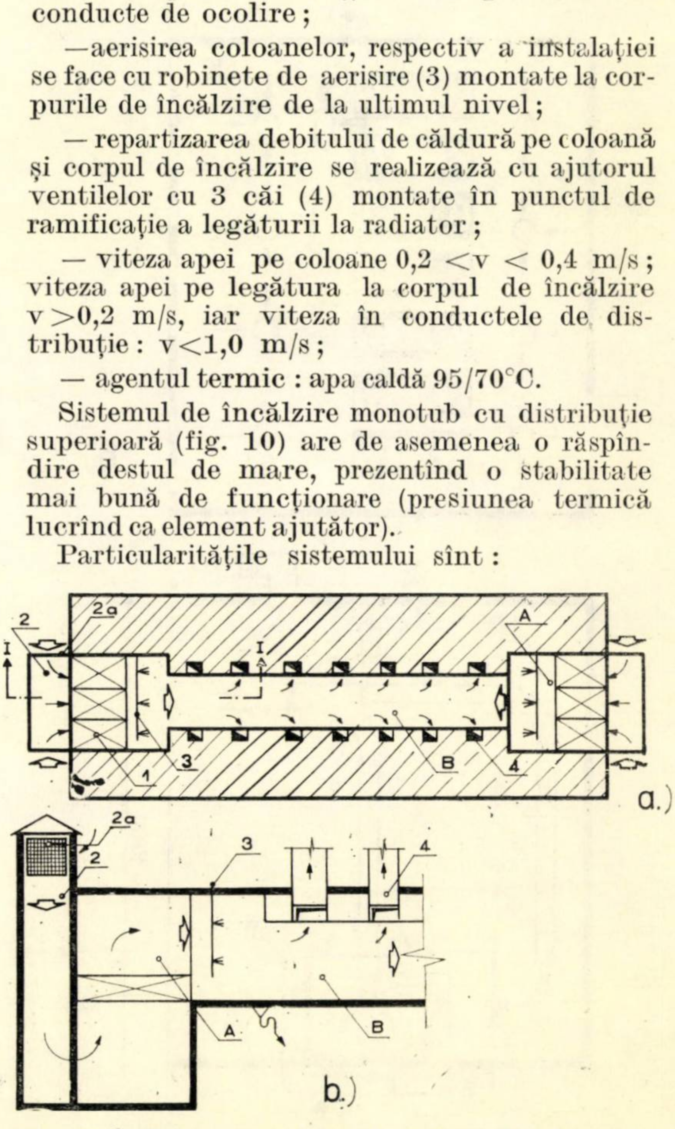


Fig. 11. Încălzire cu aer cald cu circulația aerului prin gravitație
a – plan subsol ; b – secțiune

— conducta principală de distribuție este montată la ultimul nivel (nivel tehnic special construit);

— conducta principală de întoarcere este montată la plafonul subsolului;

— celelalte elemente indicate la distribuția inferioară rămîn și aici valabile.

Sistemul de încălzire cu aer cald este folosit mai puțin, numai la o parte din clădirile de locuințe. Acest sistem a fost proiectat și executat cu cîțiva ani în urmă cu caracter experimental în două variante: cu circulația aerului prin gravitație și cu circulația forțată a aerului.

Sistemul cu circulația aerului prin gravitație (fig. 11) a fost executat la un singur bloc cu patru niveluri lung de 60 m și lat de 20 m. De trei ani acest sistem funcționează în condiții bune. Din discuțiile purtate cu locatarii acestui bloc reiese că sînt mulțumiți de condițiile obținute în interior în perioada de iarnă. Parte din locatari reclamă că nu toate încăperile au aceeași temperatură.

Acest lucru se observă în special la încăperile supuse presiunii dinamice a vîntului, acolo unde sistemul prin gravitație nu poate realiza condițiile cerute de confort.

Sistemul prezintă următoarele particularități:

— tratarea aerului (încălzirea) se realizează în subsolul clădirii în două încăperi A, amplasate la cele două capete ale clădirii unde se găsesc: bateriile de încălzire (1), canalul de aer proaspăt (2) prevăzut cu priză exterioară (2 a), conducta cu pulverizatoarele necesare umidificării aerului (3), conductele de racordare de la rețeaua de termoficare pentru alimentarea bateriilor de încălzire;

— distribuția aerului se face printr-un canal de zidărie B care leagă cele două camere de tratare. Dimensiunile canalului: 1000/800 mm;

— distribuția aerului la încăperile de încălzit se realizează prin canale (4) de tablă (300 × 150), care sînt racordate la canalul principal de distribuție a aerului;

— debitul de aer introdus: $L = 1{,}5\ V$ (V—volumul încăperilor);

— introducerea aerului în încăperi se realizează prin orificii (200 × 200 mm) montate pe pereții interiori ai încăperilor de locuit la o înălțime h $\geqslant$ 2,0 m de la pardoseală. Temperatura aerului de introducere: $tr = +50°\text{C}$;

— evacuarea aerului din încăperi se face prin suprapresiune, prevăzîndu-se orificii de perete montate în bucătărie și baie;

— instalația lucrează numai cu aer proaspăt.

Sistemul cu introducerea aerului cu ventilatoare (fig. 12) s-a executat la Harcov la cinci blocuri în anul 1965.

Funcționarea este bună iar locatarii sînt mulțumiți.

În linii generale prezintă aceleași particularități cu următoarele completări:

— în camera de tratare pentru activarea circulației aerului s-a introdus un ventilator (5);

— pentru curățirea aerului s-a introdus și un filtru (6) montat de asemenea în spațiul încăperii de tratare.

Canalele verticale de distribuție a aerului la încăperi sînt executate din țeavă Ø 100—120 mm (7) înglobate în pereții încăperii odată cu prefabricarea acestora.

Introducerea aerului în încăperi se face prin orificii (8) cu Ø 50 mm montate pe o țeavă cu același diametru. Reglajul debitului pe încăperi se face prin dispozitive montate la orificiu (o rozetă cu sită care, prin manevrare, închide mai mult sau mai puțin pătrunderea aerului în încăpere); aerul este introdus în cameră cu o viteză $V = 2-2{,}5$ m/s la o temperatură de circa 40...50° C și la o înălțime $h \geqslant 2{,}0$ m de la pardoseală:

— debitul de aer introdus $L = 1{,}5 \div 1{,}8\ V$ (unde V este volumul apartamentului de încălzit).

Evacuarea aerului din camerele de locuit se face prin orificii (10) prevăzute la partea inferioară a ușilor camerelor, iar evacuarea aerului din apartamente se face prin baie și bucătărie.

Sistemul de încălzire prin radiație (fig. 13) folosit deocamdată cu caracter experimental la

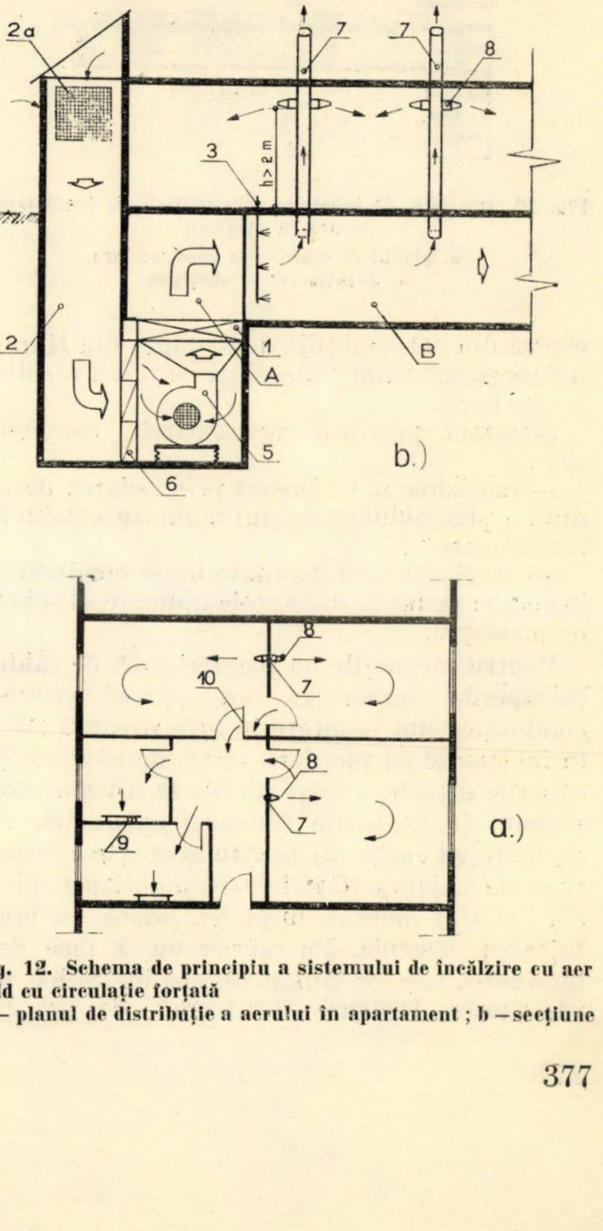


Fig. 12. Schema de principiu a sistemului de încălzire cu aer cald cu circulație forțată
a — planul de distribuție a aerului în apartament; b — secțiune

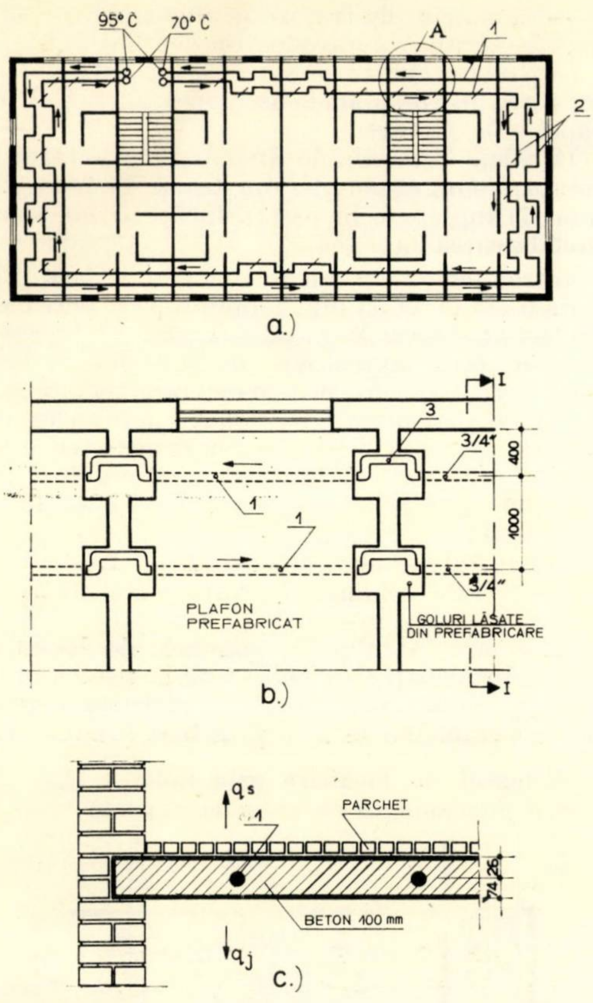


Fig. 13. Instalaţie de încălzire prin radiaţie de joasă temperatură la locuinţe
a. planul de distribuţia conductelor; b. detaliu A; c. secţiune

cîteva din construcţiile de locuinţe din Harcov. A funcţionat 3 ani consecutiv şi a dat rezultate foarte bune.

Sistemul prezintă următoarele caracteristici:

— încălzirea se realizează prin cedarea de căldură a plafonului unde sînt montate conductele încălzitoare;

— în plafon sînt montate două conducte (1) în sistem inelar la distanţele indicate în schema de principiu.

Pentru încăperile cu pierderi mici de căldură (încăperile numai cu un perete exterior), conductele sînt montate în linie dreaptă (1) iar în încăperile cu pierderi mari de căldură (încăperile de colţ, încăperile de la ultimul nivel, precum şi încăperile similare) conductele sînt montate cu curbe (2) pentru acoperirea pierderilor de căldură. Conductele au diametrul de 3/4" şi sînt montate în plafon odată cu prefabricarea acestuia. Pe şantier nu se face decît îmbinarea acestor conducte, din loc în loc prevăzîndu-se legături în formă de liră (3);

— agentul termic folosit 95/75°C, preparat într-un punct termic cu elevator, fluxul de căldură cedat de panou:

$$q_p = q_j + q_s = 114 \text{ kcal/h.m.}$$

din care

$$q_j = 0{,}75\, q_p; \qquad q_s = 0{,}25\, q_p$$

unde q_j este fluxul termic unitar cedat de panou în partea inferioară iar q_s — fluxul termic unitar cedat de panou la partea superioară;

— pentru încălzirea casei scării s-au utilizat corpurile statice (registre) care funcţionează cu apă fierbinte 130 /70°C alimentate direct de la punctul termic.

Sistemul de încălzire bitubular se foloseşte destul de rar, cu caracter izolat la construcţii cu parter şi etaj (locuinţe individuale).

Agentul termic: apa caldă 95/70°C. Circulaţia apei se face cu pompe sau elevator racordat la reţeaua de termoficare. Corpurile de încălzire: radiatoarele şi convectoarele.

Ca o privire generală asupra modului de încălzire a clădirilor de locuit din U.R.S.S. se pot reţine următoarele:

—utilizarea pe scară largă a sistemului de încălzire monotubular, cu radiatoare şi convectoare;

— toate construcţiile sau mai bine zis majoritatea lor funcţionează prin racordare la reţelele de termoficare (150/70), utilizîndu-se elevatorul;

— se folosesc foarte mult prefabricatele. Operaţiile pe şantier sînt foarte reduse: simpla racordare a radiatorului la coloană prin cîteva suduri;

— ca urmare a experimentărilor efectuate la cîteva sisteme de încălzire s-a tras concluzia că sistemul de încălzire prin radiaţii pare a fi cel mai bun.

C. CLĂDIRI SOCIAL-CULTURALE

Ca şi clădirile de locuit, şi cele social-culturale se bucură de aceeaşi atenţie în Uniunea Sovietică. Fiecare întreprindere mai importantă este dotată cu o casă de cultură. De asemenea, în marile oraşe se construiesc mereu săli de spectacole ca cinematografe şi teatre de mare capacitate, precum şi magazine universale etc.

Ca urmare a vizitelor făcute la cîteva din aceste clădiri am putut constata modul în care au fost rezolvate părţile de instalaţii.

Casa de cultură a uzinei de tractoare, situată la 20 km de centrul oraşului Harcov, este o construcţie modernă, nouă, cu o capacitate de 1 200 de locuri. Arhitectura, adecvată specificului sovietic: degajamente mari, spaţioase şi luminoase. Clădirea se compune în linii mari dintr-o sală de spectacol pe două niveluri; parter cu 800 de locuri şi un balcon cu circa 400 de locuri, scenă, foaier, destul de mare pentru circa 800—1 000 spectatori, cabinele actorilor etc.

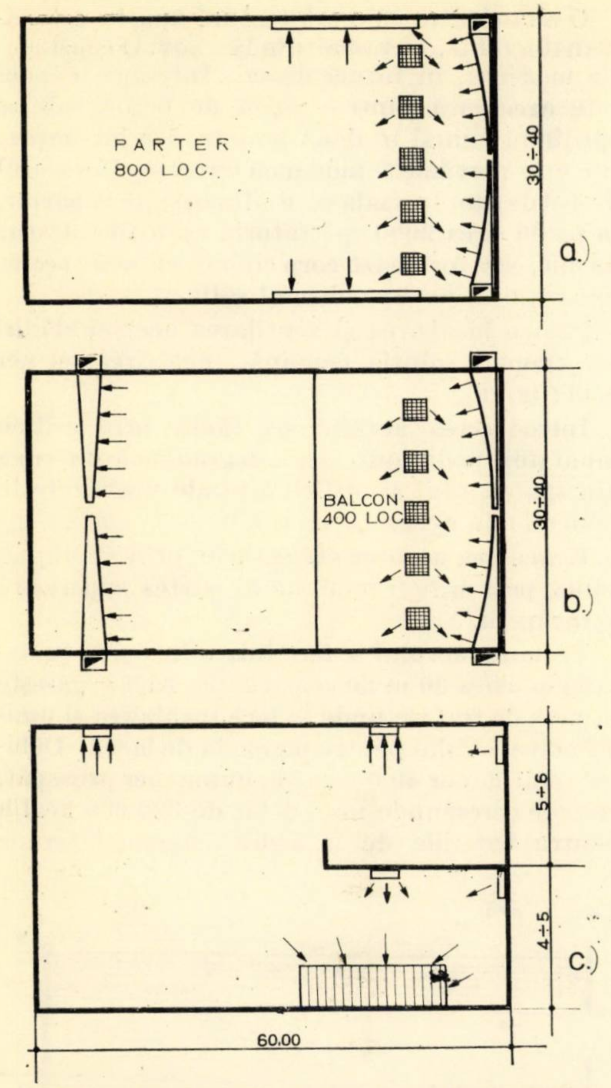


Fig. 14. Instalaţii de ventilare la o sală de cultură
a. plan parter — introducere şi evacuare aer; b. plan balcon introducere şi evacuare aer; c. secţiune longitudinală

Pentru încălzire s-a folosit sistemul monotub cu circulaţia prin pompe. La toate încăperile deservite de oameni s-au prevăzut convectoare, cu excepţia coridoarelor, casei scării, scării şi sălii de spectacol. La scenă s-au prevăzut radiatoare montate în zona inferioară, la sală radiatoare montate în nişe, pentru acoperirea pierderilor de căldură în perioada de nefuncţionare a sălii de spectacol.

Sistemul de ventilare a fost ales în funcţie de destinaţia încăperilor asigurîndu-se în felul acesta o ventilare pe grupe.

Pentru ventilarea sălii de spectacol şi a scenei s-a prevăzut introducerea de aer pe sus şi evacuarea pe jos (fig. 14). Introducerea s-a făcut prin fante cît şi prin orificii montate pe plafon, iar evacuarea aerului prin orificii montate în plafon şi pe pereţi. Debitul total de aer introdus: 50 m^3/cap. h.

Tratarea aerului s-a făcut într-o cameră de condiţionare cu pulverizatoare de material plastic, montată în subsol în centrala de ventilare. Răcirea apei se face cu compresoare cu freon. Instalaţia lucrează atît cu aer proaspăt, cît şi cu aer recirculat. Întregul proces este automatizat, folosindu-se sistemul electropneumatic.

Amortizarea zgomotului se face cu ajutorul amortizoarelor casetate în zidărie (fig. 15). Pentru debitul de aer de 80 000 m^3/h s-au prevăzut 800 celule amortizoare, o celulă avînd dimensiunile de circa 800 × 400 × 400 mm.

Ventilatoarele de evacuare sînt montate într-o încăpere special amenajată la ultimul nivel.

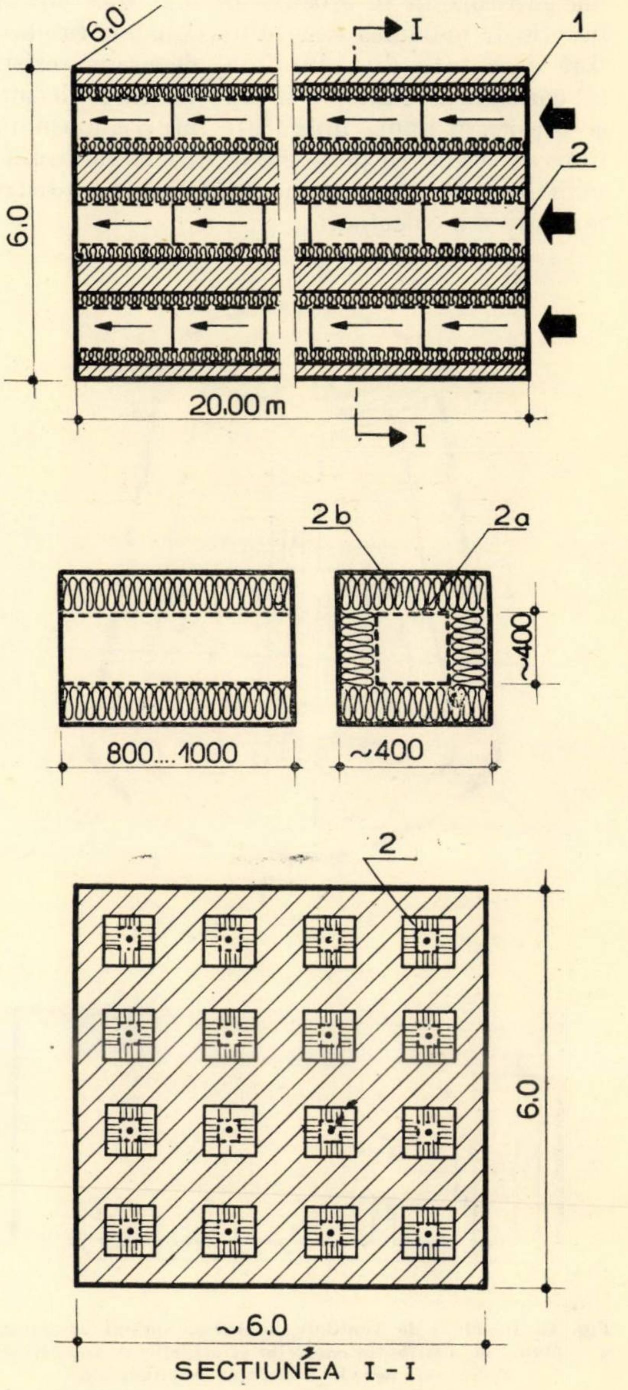


Fig. 15. Amortizor de zgomot
1. element de zidărie; 2. celula amortizoare (2a — plasă de sîrmă cu ochiuri de 1 cm^2; 2b — vată de sticlă)

La scenă, introducerea aerului s-a făcut pe sus în faţa cortinei iar evacuarea lateral, la partea inferioară.

Pentru foaier, coridoare şi cabine s-a prevăzut ventilarea mecanică. Pentru fiecare grup s-a prevăzut cîte un agregat de tratare a aerului, compus numai din filtru şi baterii de încălzire. Introducerea aerului s-a făcut în general prin fante la foaier sau orificii de perete montate la partea superioară, iar evacuarea parţial la partea inferioară, parţial la partea superioară.

Toate canalele aparente sînt executate din tablă galvanizată în grosime de 0,4—0,8 mm în funcţie de mărimea canalului. Canalele rabiţate sînt executate din aluminiu, deoarece rezistă la coroziune. Canalele izolate nu sînt gletuite şi vopsite ci numai îmbrăcate într-o camaşă din fibre de sticlă. În punctele în care se fac ramificaţii s-au prevăzut camere de liniştire (distribuitoare sau colectoare).

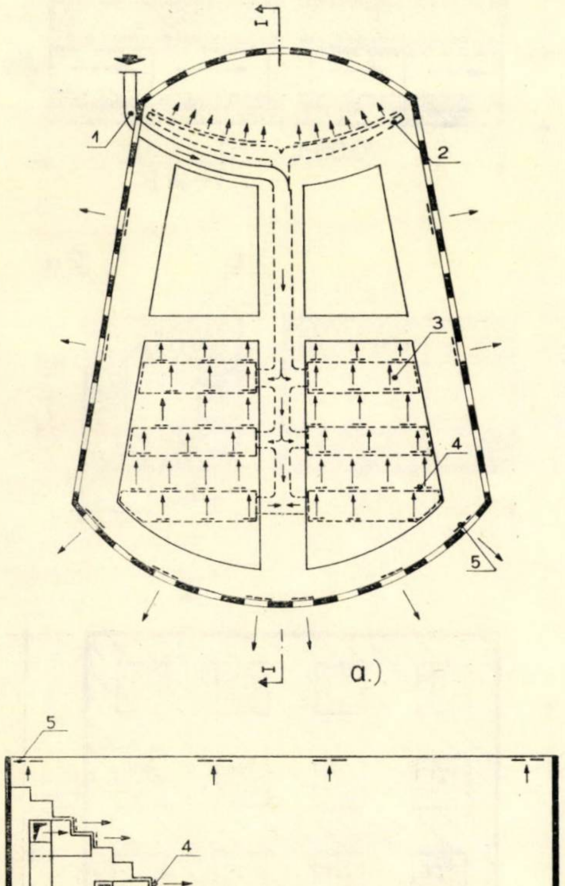


Fig. 16. Instalaţii de ventilare la cinematograful «Ucraina»
a — planul de distribuţia canalelor şi orificiile de introducere şi evacuare aer ; b — secţiune longitudinală

1. canal de aer proaspăt din zidărie ; 2. canal de introducere cu distribuţie uniformă a aerului ; 3. camera de presiune din zidărie ; 4. orificii de introducerea aerului ; 5. orificii de evacuare a aerului din sală.

O altă clădire cu o arhitectură aparte este cinematograful ,,Ucraina'' din Harcov. O construcţie modernă, în formă de şa. Intreaga cupolă este executată dintr-o placă de beton subţire sprijinită numai în două puncte. De jur împrejur este prevăzută numai cu ferestre. Interiorul destul de simplu : sala care adăposteşte la parter, în pantă circa 2000 spectatori ; un foaier destul de mic, care formează corp comun cu sala ; scena foarte mică, un apendice al sălii.

Pentru încălzirea şi ventilarea acestei clădiri s-a adoptat soluţia comună, încălzirea cu aer cald (fig. 16).

Introducerea aerului s-a făcut prin orificii montate în podiumul scenei, în gradenele din zona din spatele sălii şi orificii laterale prevăzute în punctele de acces în sală.

Evacuarea aerului s-a realizat prin suprapresiune, prin orificii montate în partea superioară a încăperii.

Tratarea aerului se face într-o încăpere subterană la circa 30 m de construcţie. Aici se găseşte camera de tratare unde se face încălzirea şi umidificarea aerului pentru perioada de iarnă. Debitul total de aer 40 000 m³/h, numai aer proaspăt, ceea ce corespunde unui debit de 300 000 kcal/h pentru bateriile de încălzire. Agentul termic

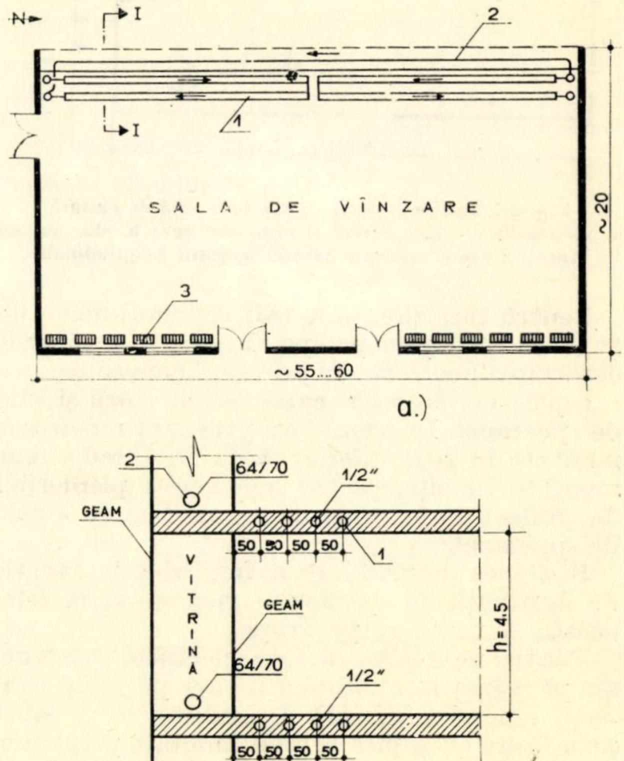


Fig. 17 Instalaţie de încălzire la un magazin universal
a. — planul de repartizare a corpurilor de încălzire ; b. — secţiune transversală.

1. registru de ţevi Ø 1/2 ; 2. ţeavă cu Ø 70 × 3 ; 3. radiatoare

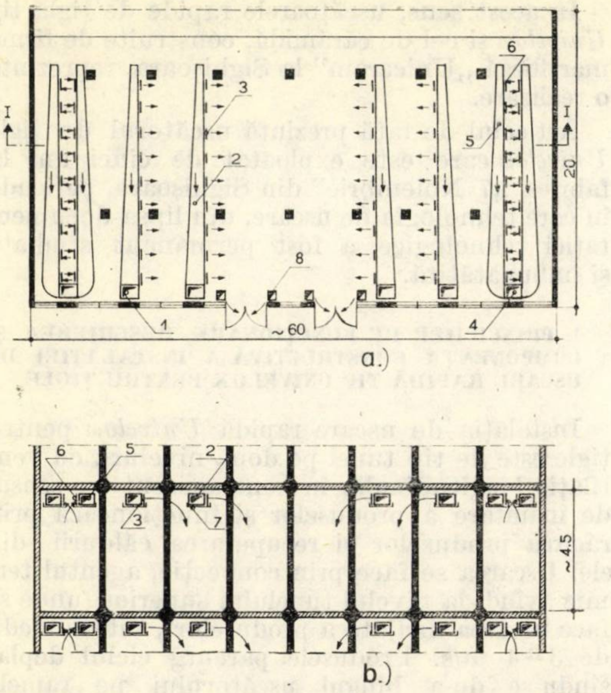


Fig. 18. Instalaţie de ventilare la un magazin universal
a. planul cu amplasamentul orificiilor de introducere şi evacuare;
b. secţiune longitudinală

1. canal vertical de introducere aer; 2. canal de introducere aer în sală cu distribuţie uniformă; 3. orificii de introducere montate pe canal; 4. canal vertical de evacuare; 5. canal de evacuare aer din sală în formă de pană; 6. orificii de absorbţie montate pe canal, 7. plăci pentru izolarea fonică a sălii şi mascarea canalelor; 8. perdele de aer cald cu introducere laterală

folosit este aburul de joasă presiune preparat într-o centrală termică proprie, alături de centrala de ventilare.

Magazinul „Universal"

Clădirea se compune din : 3 niveluri destinate sălilor de vînzare (p+2 etaje) ; un nivel (etaj IV) pentru birouri şi depozitare produse; un nivel (subsol) pentru depozitare, centrale de ventilare, distribuţie canale şi conducte.

Construcţia este destul de vitrată (în special faţada este prevăzută numai cu geamuri unde sînt montate vitrinele).

Încălzirea magazinului s-a făcut diferenţiat pentru sălile de vînzare şi separat pentru anexe, astfel :

— sălile de vînzare : în zona vitrinelor s-a adoptat încălzirea prin radiaţii de joasă temperatură (fig. 17).

De asemenea tot în zona vitrinelor pentru a înlătura jivrajul, în spaţiul propriu-zis al vitrinei s-a montat o conductă de Ø 60 mm în scopul realizării unei perdele de aer cald. În zona opusă a vitrinei, fiind prevăzute ferestre normale, s-au montat radiatoare;

—în încăperile anexe (birouri, depozite, casa scării) s-au prevăzut radiatoare.

Agentul termic folosit : apa caldă 95/75°C. Sistemul de încălzire : monotub cu distribuţie superioară.

Ventilarea magazinului s-a făcut de asemenea diferenţiat, astfel :

— la sălile de vînzare introducerea s-a făcut prin patru canale cu distribuţie uniformă montată în plafon. Orificiile sînt laterale, cu bătaie paralelă cu pardoseala. Evacuarea s-a prevăzut a se face prin patru canale în formă de pană, cu adsorbţie laterală (fig. 18);

— la depozite introducerea s-a făcut prin canale la partea superioară, iar evacuarea prin suprapresiune;

— la intrarea în magazin s-au prevăzut perdele de aer cald cu bătaie laterală.

Debitul de aer introdus în sălile de vînzare : cca 80 000 m^3/h asigurîndu-se circa două schimburi/h. Tratarea aerului se face în două camere de condiţionare, fiecare avînd o capacitate de 40 000 m^3/h. Se asigură atît temperatura de confort pentru iarnă (16°C), cît şi pentru perioada de vară (24...26°C). Răcirea aerului pentru perioada caldă se face cu ajutorul unei staţii de răcire cu freon, amplasată într-o clădire alăturată. Centrala de ventilare pentru evacuarea aerului viciat se găseşte amplasată la ultimul nivel.

D. CONCLUZII

Ca o privire generală asupra modului cum sînt rezolvate unele din problemele de instalaţii în U.R.S.S. se pot trage următoarele concluzii :

— constructorii şi instalatorii sînt mereu preocupaţi de soluţii noi, ieftine şi eficiente. Aşa este cazul instalaţiilor de încălzire la clădirile de locuit unde se experimentează mereu soluţii noi (aer cald, radiaţie etc.) ;

— folosirea pe scară largă la construcţiile industriale a sistemului de ventilare cu jet concentrat, soluţie care s-a dovedit a fi eficace, atît în perioada rece (cînd se asigură şi încălzirea), cît şi în perioada caldă;

— folosirea sistemului combinat de încălzire şi ventilare cu aer cald la clădirile social-culturale ca : magazine, săli de spectacole etc. ;

— folosirea sistemului de încălzire monotub la toate genurile de clădiri civile, industriale şi social-culturale;

— utilizarea pe scară largă a prefabricatelor în instalaţii, fiind prevăzute pentru aceasta întreprinderi profilate pentru executarea pieselor necesare.

INSTALAȚIE DE USCARE RAPIDĂ PENTRU ȚIGLE UNIVELOX

Chim. **G. Cordoveanu**
Fabrica ,,7 Noiembrie'' Sighișoara

Dezvoltarea accelerată a industriei materialelor de construcție solicită utilaje și instalații din ce în ce mai perfecționate, cu performanțe tehnico-economice superioare.

Eforturile depuse în diverse țări de a realiza instalații moderne de uscare pentru produsele de ceramică brută au avut pretutindeni același obiectiv — de a reduce durata de uscare și consumul de energie, de a mări randamentul la uscare și de a mecaniza sau automatiza toate operațiile.

În acest sens, uscătoarele rapide de țiglă tip *Univelox* și cel de cărămidă, construite de firma marsilieză ,,Uniceram'' la Sighișoara, reprezintă o realizare.

Articolul de față prezintă uscătorul de țigle *Univelox* care este exploatat de cinci ani la fabrica ,,7 Noiembrie'' din Sighișoara, perioadă în care tehnologia de uscare, din lipsa documentației tehnologice, a fost permanent studiată și îmbunătățită.

1. PRINCIPIILE DE FUNCȚIONARE, DESCRIEREA ȘI COMPONENȚA CONSTRUCTIVĂ A INSTALAȚIEI DE USCARE RAPIDĂ TIP UNIVELOX PENTRU ȚIGLE

Instalația de uscare rapidă *Univelox* pentru țigle este de tip tunel pe două niveluri, cu ventilație longitudinală, în contracurent cu sensul de înaintare a produselor și funcționează prin răcirea produselor și recuperarea căldurii din ele. Uscarea se face prin convecție, agentul termic avînd, la nivelul tunelului superior (unde se face uscarea dirijată a produselor), viteze medii de 3—4 m/s. Produsele parcurg ciclul deplasîndu-se de-a lungul uscătorului pe ramele polietajate ale vagoneților, fiind ventilate de agentul termic, cu temperatura în creștere treptată și umiditatea relativă în descreștere, pe măsura înaintării produselor în uscător. După parcurgerea tunelului superior, vagoneții cu produsele calde (120—140°C) sînt coborîți la nivelul tunelului inferior unde li se schimbă direcția de mișcare, fiind vehiculați spre instalația de încărcare-descărcare, de acolo fiind ridicați de către o coloană de elevare. Astfel se realizează un ciclu închis, produsele uscate fiind descărcate de un dispozitiv automat, tocmai în partea de la intrarea în tunelul superior. Încărcarea produselor crude se realizează simultan cu descărcarea produselor uscate.

Principalele părți componente ale instalației de uscare sînt tunelul superior, tunelul inferior, generatorul de agent termic și instalația de circulație a produselor.

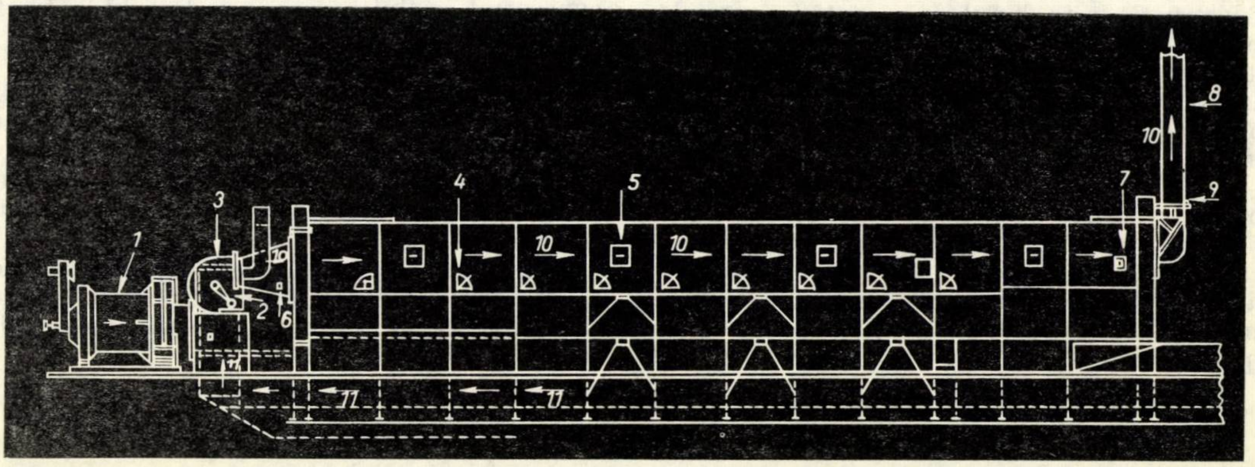


Fig. 1. 1 — Camera de combustie ; 2 — camera de diluție ; 3 — ventilator centrifugal ; 4 — șiber ; 5 — fereastră de vizitare ; 6 — termostat ; 7 — termometru de control ; 8 — hotă de evacuare ; 9 — ventilatoare de exhaustare ; 10 — circulația agentului termic ; 11 — aer de răcire a produselor

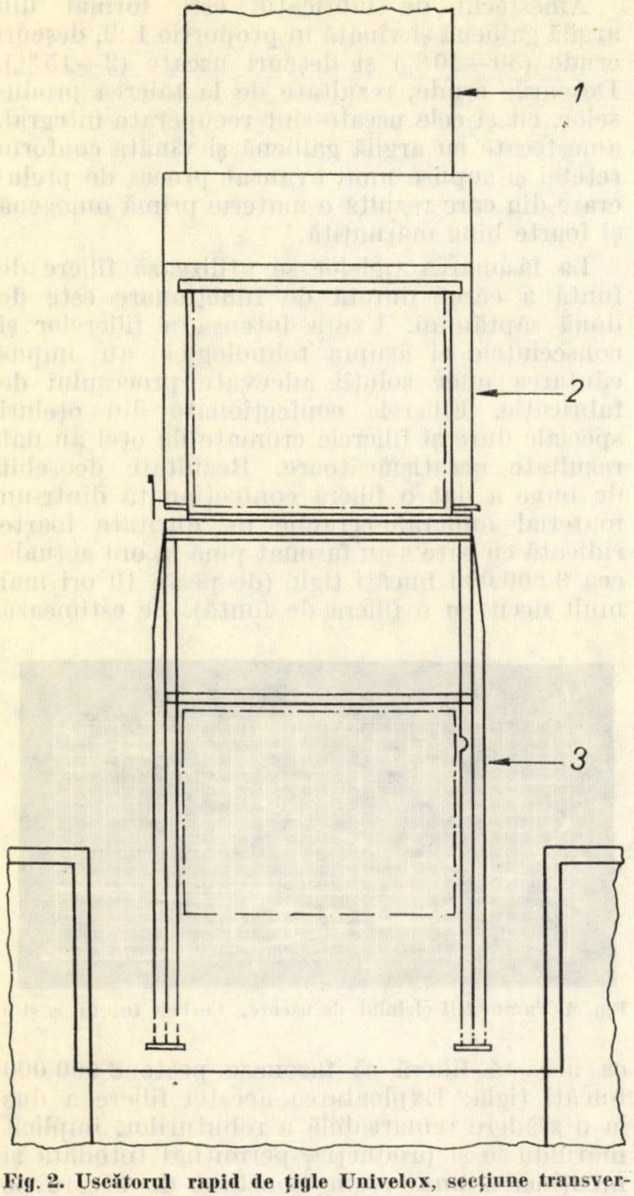


Fig. 2. Uscătorul rapid de țigle Univelox, secțiune transversală
1 — hotă de evacuare ; 2 — tunelul superior ; 3 — tunelul inferior

Tunelul superior, în lungime de 30 m, este construit din placaje ceramice și cărămizi, pereții fiind consolidați printr-o osatură metalică formată din profile U. Tunelul superior este dotat cu clapete, termometre de control al temperaturii, o hotă de evacuare a aerului uzat, reglabilă printr-un registru cu șapte poziții, în care sînt dispuse două ventilatoare elicoidale pentru evacuarea aerului umed (fig. 1,2).

Tunelul inferior este zidit numai în porțiunea posterioară, pe o lungime de 7,1 m, restul constînd numai din osatura metalică de susținere a tunelului superior și a căii de rulare de la nivelul tunelului inferior.

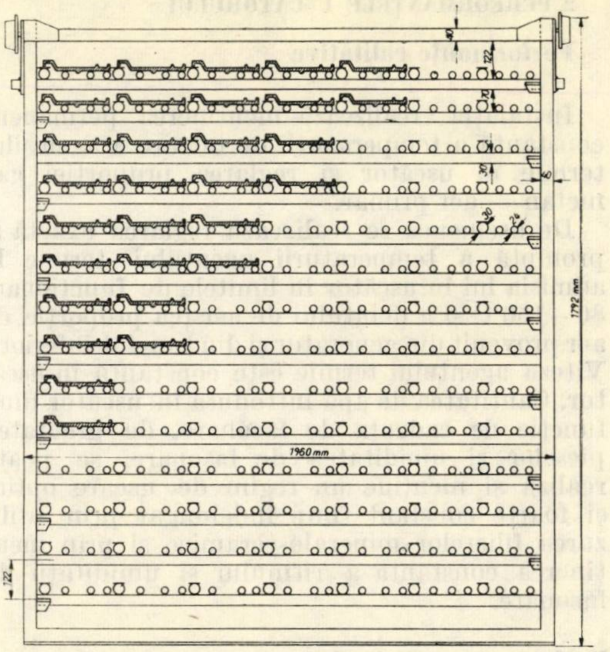


Fig. 3. Vagonetul pentru transportul produselor. Vedere frontală

Răcirea produselor se efectuează în porțiunea zidită a tunelului inferior, prin care se aspiră aer din mediul ambiant. Căldura recuperată este reintrodusă de acest aer adițional în tunelul superior (prin camera de diluție unde se amestecă cu agentul termic produs de generator) pentru a servi la uscarea produselor. Circulația agentului termic este redată în figura 1.

Instalația de circulație a produselor este formată dintr-un dispozitiv automat de încărcare-descărcare a vagoneților (112 vagoneți cu cîte 14 rafturi fiecare), cale de rulare suspendată, pentru circulația vagoneților, și două coloane : cea de urcare dispusă în partea din față a uscătorului, și cea de coborîre, dispusă în partea din spate.

Deplasarea vagoneților, cît și operația simultană de încărcare a produselor crude și descărcare a produselor uscate se efectuează prin acționare electro-hidraulică, instalația fiind complet automatizată.

Modul de așezare a produselor pe vagonetul uscătorului este redat în figura 3.

Generatorul de căldură (agent termic) este plasat la extremitatea posterioară a uscătorului și se compune dintr-o instalație de ardere cu focar cilindric și arzător orizontal tip Pillard, cu o capacitate a camerei de combustie de 1200000 kcal/h. Combustibilul folosit este gazul metan. Agentul termic produs se amestecă în camera de diluție cu aerul adițional provenit din tunelul inferior, amestecul fiind admis de un ventilator centrifugal (debit 50 000 m³/h) în tunelul superior.

Prin constanța parametrilor agentului termic produs, prin posibilitățile de reglaj și securitatea instalației, acest generator se situează printre cele mai bune.

2. PERFORMANŢELE USCĂTORULUI

Performanţe calitative

Instalaţia realizează menţinerea permanent constantă a temperaturii de intrare a agentului termic în uscător şi reglarea proporţiei gaz metan — aer primar.

De asemenea se realizează reglarea exactă şi promptă a temperaturii agentului termic la admisia lui în uscător în limitele de funcţionare 80—150°C şi a debitului de aer (ca proporţie de aer provenit din generator şi din tunelul inferior). Viteza agentului termic este constantă în uscător. Cantitatea de apă introdusă în uscător fiind funcţie de cadenţa de fasonare, de greutatea pieselor şi umiditatea de fasonare, se poate realiza şi menţine un regim de uscare optim şi foarte constant timp îndelungat prin utilizarea filierelor mineralo-ceramice şi prin menţinerea constantă a ritmului şi umidităţii de fasonare.

Performanţe cantitative

Instalaţia realizează următoarele performanţe cantitative :

— Debit de agent termic	51 000 m³/h
— Capacitate termică	1 200 000 kcal/h
— Cantitatea de apă evaporată orar	805 l/h
— Durata ciclului	6 h
— Durata efectivă de uscare	3,5 h
— Durata uscării dirijate	3 h
Consumuri specifice :	
— Consum de căldură pe 1 apă evaporată	
net :	750 kcal/kg
brut :	1 000 kcal/kg
— Consum de energie electrică	
orar :	22 kW
pe t produse uscate :	cca 5,4 kW
— Consum de aer : 32 kg/kg apă evaporată	
— Capacitate de producţie :	
proiectată :	12 500 000 + 5 % ţigle
realizată :	8 200 000 ţigle
— Indicele de uscare :	

$$I : \frac{Q}{V \cdot z} = \frac{8\ 200\ 000}{148\ \text{m}^3 \times 365\ \text{zile}} = 152\ \text{buc/m}^3\ 24\ \text{h}$$

$$V = V\ \text{tunel sup.} + V\ \text{tunel inf.} = 148\ \text{m}^3$$

3. MATERIA PRIMĂ ŞI PRODUSUL

Produsul uscat de instalaţia *Univelox* este ţigla trasă cu jgheab şi un cioc (STAS 515/968), fasonată după procedeul francez UNIVAP prin aburire şi vacuumizare, în cadenţa de 30 ± 2 buc/min, tăierea pieselor efectuîndu-se cu mese automate FREY. La depăşirea cadenţei de 32 buc/min, instalaţiile funcţionează defectuos, apar deranjamente electromecanice ce dau naştere la stagnări.

Amestecul de fabricaţie este format din argilă galbenă şi vînătă în proporţie 1 :2, deşeuri crude (30—40 %) şi deşeuri uscate (2—15 %). Deşeurile crude, rezultate de la tăierea produselor, cît şi cele uscate sînt recuperate integral, amestecate cu argilă galbenă şi vînătă conform reţetei şi supuse unui avansat proces de prelucrare din care rezultă o materie primă omogenă şi foarte bine mărunţită.

La fasonarea ţiglelor se utilizează filiere de fontă a căror durată de funcţionare este de două săptămîni. Uzura intensă a filierelor şi consecinţele ei asupra tehnologiei au impus căutarea unor soluţii adecvate procesului de fabricaţie. Filierele confecţionate din oţeluri speciale dure şi filierele cromate de oţel au dat rezultate nesatisfăcătoare. Rezultate deosebit de bune a dat o filieră confecţionată dintr-un material mineralo-ceramic de duritate foarte ridicată cu care s-au fasonat pînă la ora actuală cca 3 500 000 bucăţi ţigle (de peste 10 ori mai mult decît cu o filieră de fontă). Se estimează ca această filieră să fasoneze peste 8 000 000 bucăţi ţiglă. Exploatarea acestei filiere a dus la o scădere remarcabilă a rebuturilor, implicit mărindu-se şi producţia, permiţînd totodată şi menţinerea unui regim constant de uscare pe perioade îndelungate, graţie constanţei greutăţii şi dimensiunii pieselor fasonate. Rezultatele tehnico-economice deosebit de valoroase recomandă generalizarea neîntîrziată a utilizării acestor filiere în întreaga ţară.

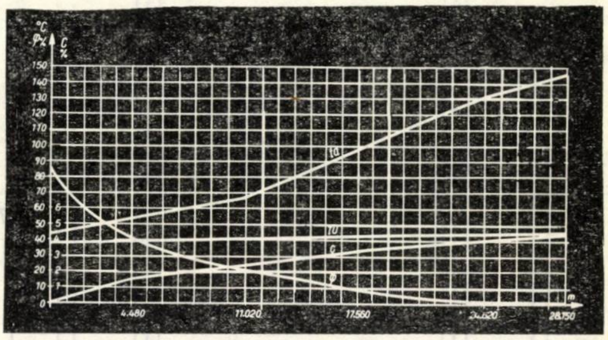


Fig. 4. Parametrii ciclului de uscare. Curbele ta, tu, φ şi c

4. REGIMUL DE USCARE

La cadenţa normală de fasonare de 30 buc/min, ciclul (durata de parcurgere a uscătorului de către o ţiglă) este de cca 6 ore, al uscării dirijate de numai 3 ore (la nivelul tunelului superior), iar al uscării efective de 3 h, 30 min.

Figura 4 redă ciclul de uscare prin curbele psihrometrice ta, tu şi φ (curba de umiditate relativă a agentului termic de-a lungul uscătorului), realizate prin măsurători în orificiile de vizitare în spaţiul dintre trenul de vagoneţi şi peretele lateral al uscătorului. Accesul aparatelor de măsură în interiorul uscătorului nu este posibil, datorită circulaţiei ritmice a vagoneţilor. Curba de contracţie (c) a fost realizată cu ajutorul unui retractometru înregistrator Maxant, care a parcurs, pe un produs așezat pe vagonet, întreg ciclul de uscare.

În spațiul liber dintre trenul de vagoneți și peretele uscătorului, neîntîlnind obstacole în cale, agentul termic are o viteză și o temperatură mai mare. Neîntîlnind produse, umiditatea relativă a agentului termic la această cotă este mai scăzută decît în interiorul tunelului.

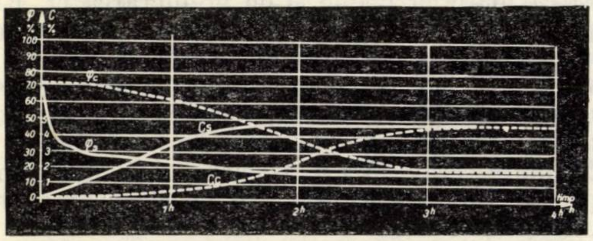


Fig. 5. φ_c, φ_s curbele de umiditate relativă a agentului uscător la nivelul central, respectiv superior, al uscătorului; Cc, Cs, curbele de contracție ale unui produs la nivelul central, respectiv superior al uscătorului

Această neomogenitate, care se manifestă în special prin diferențe ale valorii parametrilor agentului termic între nivelul primelor două rafturi și restul secțiunii, a fost studiată în mod amănunțit, în primul rînd prin măsurarea umidității remanente a tuturor produselor de pe un vagonet. S-a constatat că la centrul vagonetului umiditatea remanentă are valori maxime, pe coloanele marginale valori medii, iar pe primele 2—3 rame, foarte mici. Rezultă că la nivelul primelor rafturi uscarea este mai rapidă și mai intensă, produsele neputînd suporta regimul. La uscare produsele prezentau curburi cu săgeți pînă la 10 mm.

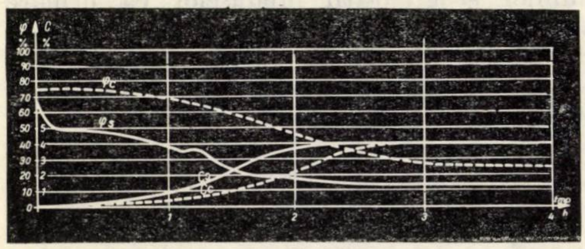


Fig. 6. φ_c,φ_s, Cc, Cs au aceeași semnificație ca în figura 5

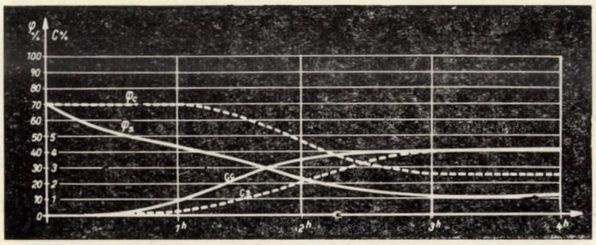


Fig. 7. φ_c, φ_s, Cc, Cs au aceeași semnificație ca în figurile 5 și 6

Studierea cantitativă a neomogenității uscătorului a fost realizată cu ajutorul higrografelor și retractometrelor înregistratoare MAXANT care, pe durata întregului ciclu, au funcționat simultan pe nivelul central și superior (fig. 5).

Pentru ameliorarea neomogenității uscătorului s-au încercat următoarele soluții :

1. Introducerea de abur saturat de joasă presiune printr-o priză montată în tavanul uscătorului, la cca 11 m față de hota de evacuare a aerului uzat. S-a produs o ușoară ameliorare, curbele celor două niveluri apropiindu-se între ele (fig. 6).

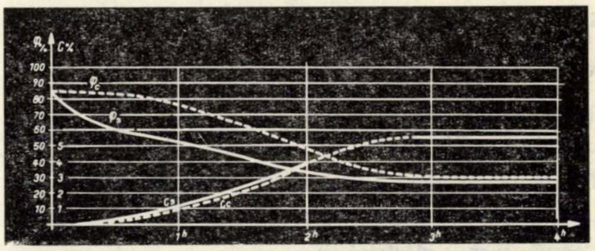


Fig. 8. φ_c, φ_s, Cc, Cs au aceeași semnificație ca în figurile 5, 6 și 7

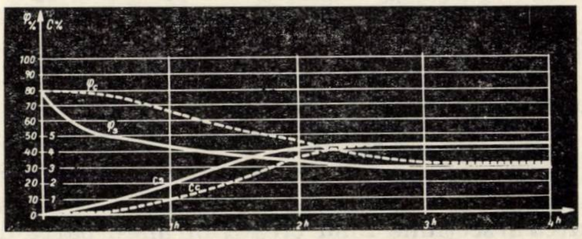


Fig. 9. φ_c, φ_s, Cc, Cs au aceeași semnificație ca în figurile 5, 6, 7 și 8

2. Introducerea simultană a aburului prin două prize la 11 și 25 m față de hota de evacuare. Ameliorarea este mai pregnantă (fig. 7).

3. Utilizarea unui tren de vagoneți, echipați cu ecrane oscilante de tablă la nivelul ramelor 1 și 2, în intenția protejării produselor față de agentul termic prea rapid și prea cald. Rezultatele au fost mulțumitoare (fig. 8), însă soluția nu se pretează la exploatare de durată, datorită distrugerii rapide a ecranelor oscilante care sînt prea solicitate.

4. Folosirea soluției 2 și 3 combinate, adică a vagoneților cu ecrane oscilante și a introducerii aburului. Rezultatele au fost și mai bune, curbele de contracție ajungînd aproape suprapuse (fig. 8). Observație : indicațiile higrografelor în domeniul temperaturilor înalte (peste 80°C) nu sînt exacte ca valoare absolută, diferența între curbele celor două niveluri fiind însă reală, întrucît aparatele, înaintea realizării înregistrărilor, au fost etalonate în aceleași condiții.

Nici una dintre soluții nu se preta însă la o exploatare curentă de durată. Trebuia găsită o altă soluție.

În urma unor sondaje efectuate în laborator s-a constatat că 50% din ramele 1 și 2 nu se încărcau, recirculîndu-se de numeroase ori aceleași produse, uscate deja. În felul acesta agentul termic nu avea posibilitatea să-și îmbogățească conținutul de umiditate, neomogeni-

Tabela 1

Tabelă comparativă cu parametrii de funcţionare şi performanţele uscătoarelor de ţigle Univelox şi cu camere de la fabrica ,,7 Noiembrie" Sighişoara

Factorul comparat	Uscătorul de ţigle Univelox	Uscătoriile cu camere pentru ţigle
Durata ciclului (ore)	6	40–48
Indice de uscare (buc/m^3 24 ore)	152	14
Investiţie specifică (lei/1 mil. prod. pe an)	cca 301 000	cca 108 000
Consum de căldură pe *l* apă evaporată (kcal/*l*)	1 000	1 100
Consum energie electrică pe tonă produse uscate (kW/t)	5,4	9
Consum aer (kg/*l* apă evaporată)	32	53
Consum combustibil (m^3/t produse uscate)	17,6	35
Capacitatea de producţie (buc.) proiectată : 12 500 000 + 5 % realizată : 8 200 000		

tatea în secţiune fiind creată în mare parte din această cauză. Înlăturîndu-se provizoriu cauza, prin verificarea şi repararea vagoneţilor, s-a constatat că săgeata curburii prezentate de produsele de pe ramele 1 şi 2 a scăzut considerabil, la 3 mm, valoare admisă de STAS.

Pe această bază s-a considerat că soluţia preconizată de specialiştii din afara întreprinderii, de a se introduce un sistem de recirculare, nu este oportună.

5. FACTORII CE INFLUENŢEAZĂ USCAREA ŞI CICLUL DE USCARE

Regimul de uscare fiind constant, rezultatele fabricaţiei în condiţii normale depind de calitatea materiei prime şi de prelucrarea ei. Respectarea ,,reţetei de fabricaţie", mărunţirea, omogenizarea, adaosul unei cantităţi potrivite de apă argilei, respectarea parametrilor de fasonare (vacuum cca 94 %, temperatura de fasonare 65°C, cadenţa 30 buc./min, umiditate de fasonare cca 23 %) asigură obţinerea unor produse de calitate foarte bună şi cu un aspect comercial ridicat.

O filieră bine reglată, cu comportare constantă şi grad de uzură mic, cum este filiera mineraloceramică, aduce o contribuţie remarcabilă la obţinerea unor produse uscate de calitate bună, permiţînd exploatarea uscătorului cu acelaşi regim, timp îndelungat.

Cei mai importanţi factori perturbatori ai ciclului de uscare constau în : oprirea alimentării cu produse datorită unor defecţiuni electromecanice, continuarea alimentării cu agent termic a uscătorului la oprirea alimentării cu produse, variaţia cadenţei de fasonare, neîncărcarea unor rame cu produse, variaţia dimensiunilor şi greutăţii produselor ca urmare a uzurii filierelor (de fontă).

STUDII PRIVIND DEPENDENŢA CURBEI DE STINGERE A VARULUI FUNCŢIE DE TEMPERATURA ŞI DURATA COACERII

Ing. C. Bilcescu, ing. M. Moga
I.C.M.P.C.

În trecut, cerinţele de calitate pentru var se refereau în special la conţinutul de oxid de calciu liber. Varul întrebuinţat în construcţii era lăsat, după stingere, să macereze cîteva luni în gropi, timp în care părţile mai puţin reactive (părţile arse tare) ajungeau şi ele să fie hidratate, astfel încît se asigura calitatea corespunzătoare a produsului la punerea în operă. Varului întrebuinţat în siderurgie pentru fluidificarea zgurilor la procedeul Siemens-Martin nu era cazul să i se impună condiţii de reactivitate, deoarece, în 3—4 ore cît durează elaborarea unei şarje la acest procedeu, varul are oricum timpul necesar de a intra în reacţie cu zgura.

În ultima perioadă însă, perfecţionarea diferitelor tehnologii consumatoare reclamă proprietăţi determinate în ceea ce priveşte reactivitatea varului.

Astfel, într-o tehnologie modernă de construcţii varul este stins umed în utilaje de înaltă productivitate care permit punerea imediată în operă a varului stins, eliminînd deci macerarea, cu condiţia ca varul să fie suficient de reactiv, încît să se stingă complet în cele cîteva minute cît durează prelucrarea materialului în utilaj. În caz contrar se micşorează productivitatea utilajului sau părţile nestinse produc ,,împuşcături'' ale tencuielilor la care s-a folosit materialul respectiv.

În siderurgie, dezvoltarea procedeelor de elaborare rapidă a şarjelor de oţel, între care se numără procedeul ,,LD'', aplicat la Combinatul siderurgic Galaţi, la care durata de elaborare a unei şarje este de circa 20 min, a dus la necesitatea impunerii unei reactivităţi deosebit de ridicate a varului, ca o condiţie de calitate a acestui produs.

În tehnologia betonului celular autoclavizat, varul este introdus în procesul de fabricaţie sub formă de var nestins măcinat, varul pe măsura stingerii sale în masa de beton producînd reacţia cu aluminiul pentru degajarea hidrogenului care formează porii, iar pe de altă parte căldura degajată pe măsura stingerii asigurînd o curbă de temperatură optimă pentru betonul crud fără să fie necesară o sursă termică suplimentară cu toate instalaţiile aferente. Curba de stingere a varului este în acest caz un regulator al procesului de expandare al betonului, ea trebuind să se întindă cu o anumită alură pe o durată de 20—35 min. Atît curbe de stingere mai scurte, cît şi curbe mai lungi fac varul respectiv impropriu pentru această tehnologie, din care cauză a apărut necesitatea cunoaşterii cît mai amănunţite a factorilor care intervin în tehnologia de fabricaţie a acestui tip de var şi care determină proprietăţile în cauză.

În funcţie de proprietăţile cerute pentru fiecare tip de var, corespunzător diferitelor tehnologii, s-au dezvoltat metode de determinare specifice care să asigure o caracterizare cît mai adecvată a produsului : metoda titrării

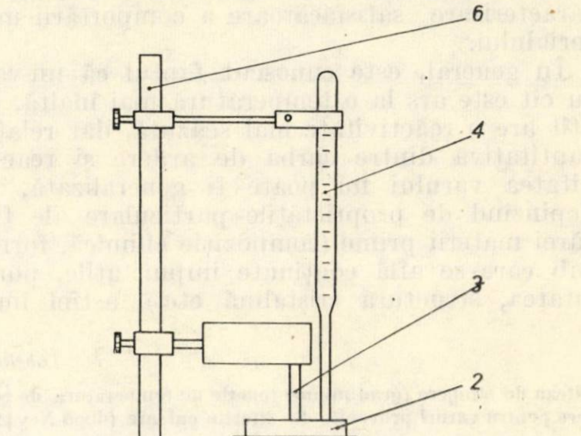


Fig. 1. Aparat de determinare a curbei de stingere a varului, conform STAS 3910—69

granulare, metoda determinării curbei conductivității electrice etc.

Pentru caracterizarea varului destinat fabricării betonului celular autoclavizat, începînd din anul 1968 s-a adoptat la noi metoda stingerii umede în termos, metodă cu o largă răspîndire în străinătate, care redă satisfăcător comportarea produsului în condițiile existente în cadrul acestui proces tehnologic.

Metoda se bazează pe determinarea efectului termic care însoțește procesul de stingere și constă în măsurarea curbei de variație a temperaturii în timpul stingerii într-un termos sub continuă agitare, a 100 g var (măcinat la o finețe egală cu cea folosită în procesul de fabricație a betonului celular autoclavizat, R_{009} mai mic de 2%) cu 500 ml apă distilată, temperatura inițială fiind de 20°C.

Aparatura de determinare indicată de STAS 3910—69 este arătată în figura 1.

Metoda de determinare a vitezei de stingere dată de vechiul standard 3910 — 62, constînd în măsurarea curbei de temperatură a unui amestec de 10 g var și 20 ml apă într-un balon Erlenmeyer izolat termic în exterior, a fost părăsită, deoarece, pe de o parte, avea o reproductibilitate nesatisfăcătoare din cauza valorii reduse a raportului dintre căldura degajată prin reacție și capacitatea termică a aparatului, iar pe de altă parte, datorită faptului că condițiile de stingere (în special cele de temperatură) fiind mult diferite de cele din procesul tehnologic, nu se obținea o caracterizare satisfăcătoare a comportării materialului.

În general, este cunoscut faptul că un var, cu cît este ars la o temperatură mai înaltă, cu atît are o reactivitate mai scăzută, dar relația cantitativă dintre curba de ardere și reactivitatea varului nu poate fi generalizată, ea depinzînd de proprietățile particulare ale fiecărei materii prime (compoziție chimică, forma sub care se află conținute impuritățile, porozitatea, structura cristalină etc.), astfel încît ca trebuie studiată și determinată pentru fiecare materie primă care interesează, în raport cu utilizarea preconizată pentru produsul respectiv.

Tabela 1

Viteza de stingere (grad/minut) funcție de temperatura de coacere pentru varuri provenite din diferite calcare (după Ney [2])

Nr. c.t.	CaO liber (%) \ Temperatura de ardere (°C)	1 000	1 150	1 300
1	98,7	13,6	6,0	4,1
2	98,5	11,8	5,3	—
3	95,6	11,0	4,0	2,9
4	95,8	8,8	5,9	4,0
5	95,2	6,9	6,2	—
6	97,2	6,5	2,9	—
7	96,2	5,3	2,9	1,6
8	98,1	4,5	—	1,1
9	96,9	4,3	3,0	—
10	96,4	3,6	1,8	1,1
11	97,4	3,5	2,8	—
12	97,8	2,5	1,8	—
13	97,9	2,1	1,6	—

Pentru exemplificarea influenței proprietăților materiilor prime asupra reactivității varurilor rezultate, sînt redate în tabela 1 (după Ney) vitezele de stingere exprimate ca raportul dintre creșterea finală de temperatură determinată la stingere (T_{max}) în grade, și durata stingerii în minute, pentru cîteva varuri arse în condiții de laborator identice la 1 000, 1 150 și 1300°C. Se poate constata că varurile cuprinse în tabelă, deși au un conținut ridicat și sensibil egal de oxid de calciu liber (95,2 — 98,7%) prezintă variații ale vitezei de stingere între 13,6 și 2,1 grd/min la 1 000°C, între 6,0 și 1,6 grd/min la 1 150°C și între 4,1 și 1,1 grd/min la 1 300°C. Pentru orientare arătăm că, în condițiile de determinare folosite de Ney (raportul apă :var = 400 : 100) varul corespunzător fabricației betonului celular autoclavizat trebuie să aibă viteza de stingere cuprinsă între 1,5 și 2,5 grd/min. Se observă că în timp ce varurile nr. 12 și 13 au deja viteze de stingere admisibile după arderea la 1 000°C, varurile nr. 1, 3 și 4 depășesc viteza admisibilă chiar după o ardere la 1 300°C, iar varurile nr. 8 și 10 sînt deja supraarse la această temperatură.

Experimentările efectuate de noi au avut ca obiectiv obținerea de date privind dependența curbei de stingere umedă funcție de temperatura și durata coacerii în cazul varului rezultat din calcar de Bicaz care urmează a fi folosit la producerea unui var destinat fabricării de beton celular autoclavizat.

MATERIA PRIMĂ FOLOSITĂ ȘI MODUL DE LUCRU

Pentru experimentările efectuate s-a folosit calcar în bulgări de 60 — 70 mm diametru, bulgării avînd masa cuprinsă între 250 și 500 g. Analiza chimică redată în tabela 2 indică o puritate înaintată a acestui material, conținutul de $CaCO_3$ ridicîndu-se la 99%.

Calcinarea probelor s-a făcut într-un cuptor-cameră încălzit cu gaz metan, materialul fiind așezat pe vatră într-un singur strat de bulgări direct sub acțiunea flăcării. Măsurarea temperaturii s-a făcut cu ajutorul unui pirometru optic.

Tabela 2

Analiza chimică medie a calcarului de Bicaz folosit la experimentări

$CaCO_3$	99,00%
$MgCO_3$	0,42%
SiO_2	0,25%
Al_2O_3	0,20%
Fe_2O_3	0,14%

Curbele de ardere au constat dintr-o perioadă de încălzire de 3 ore şi 30 min (aceeaşi durată pentru toate probele, respectiv toate temperaturile de ardere) şi un palier la o temperatură şi o durată variabile de la o probă la alta, conform programului de experimentări.

S-au executat probe de ardere la 1 150°C cu paliere de 8 ;10 şi 12 ore, la 1 250°C cu paliere de 2 — 12 ore, la 1 350°C cu paliere de 2 — 8 ore şi la 1 450°C cu paliere de 2 şi 4 ore.

Răcirea probelor s-a făcut brusc, prin scoaterea acestora din cuptor în mediul ambiant imediat după împlinirea termenului stabilit pentru palier.

Determinarea curbelor de stingere s-a făcut după metoda adoptată de STAS 3910—69, descrisă mai sus, pe probele măcinate în prealabil într-o moară de porţelan pînă la un rezidiu mai mic de 2% pe sita nr. 009 STAS 1077—67.

Elementele care au putut interveni în cursul experimentărilor cu o influenţă independentă de factorii studiaţi, condiţionînd împrăştierea rezultatelor, respectiv gradul de reproductibilitate sînt :

— particularităţile de compoziţie sau structură ale unor bulgări din care erau formate probele, numărul bulgărilor dintr-o probă fiind relativ redus, 3 — 6 ;

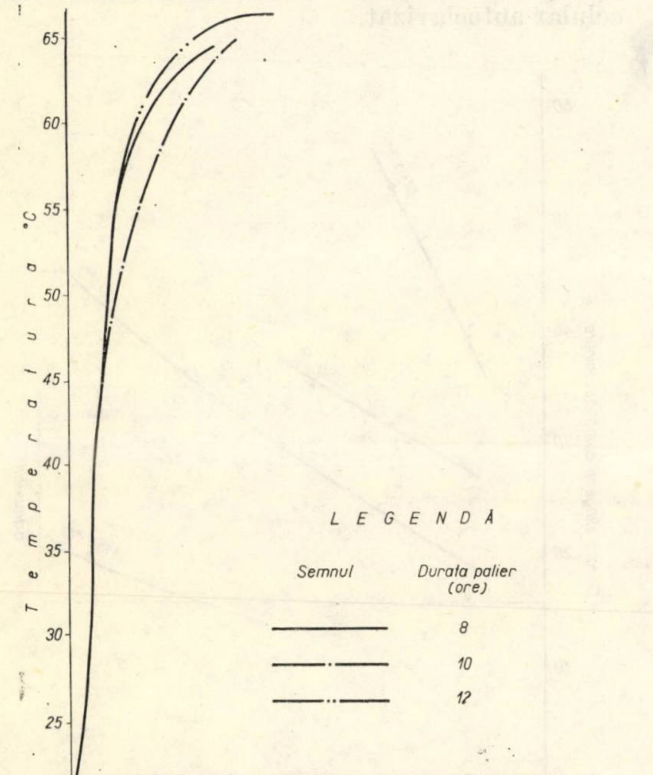


Fig. 2. Curbele de stingere medii ale probelor coapte la 1 150°C

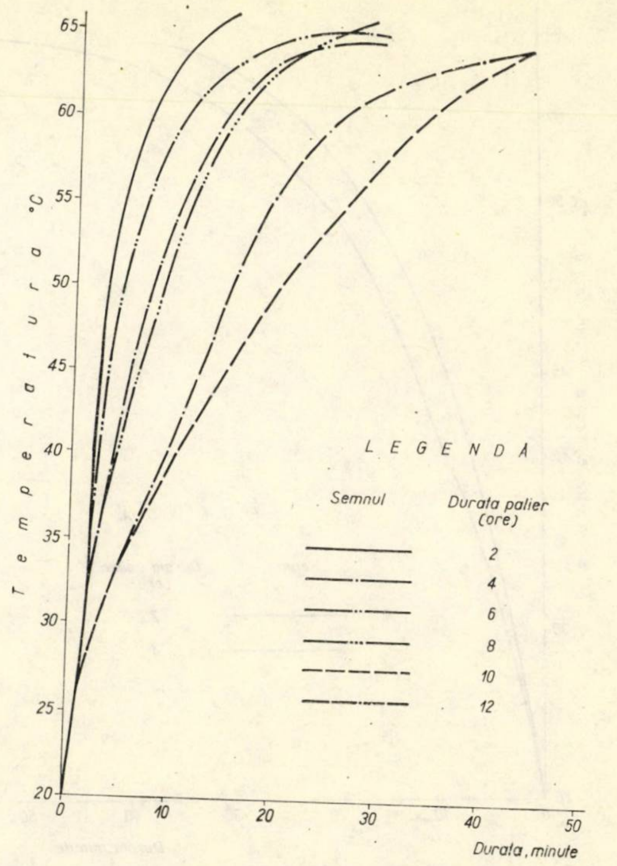


Fig. 3. Curbele de stingere medii ale probelor coapte la 1 250°C

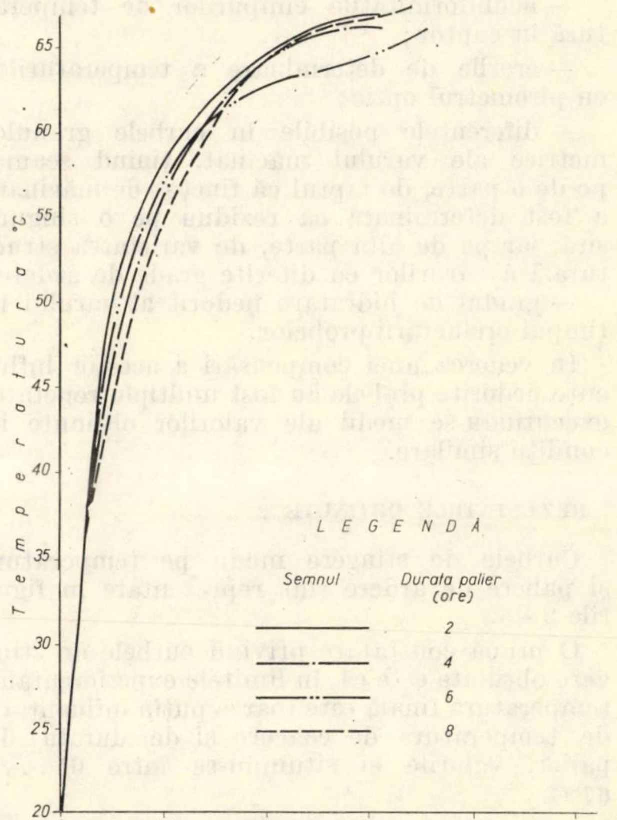


Fig. 4. Curbele de stingere medii ale probelor coapte la 1 350°C

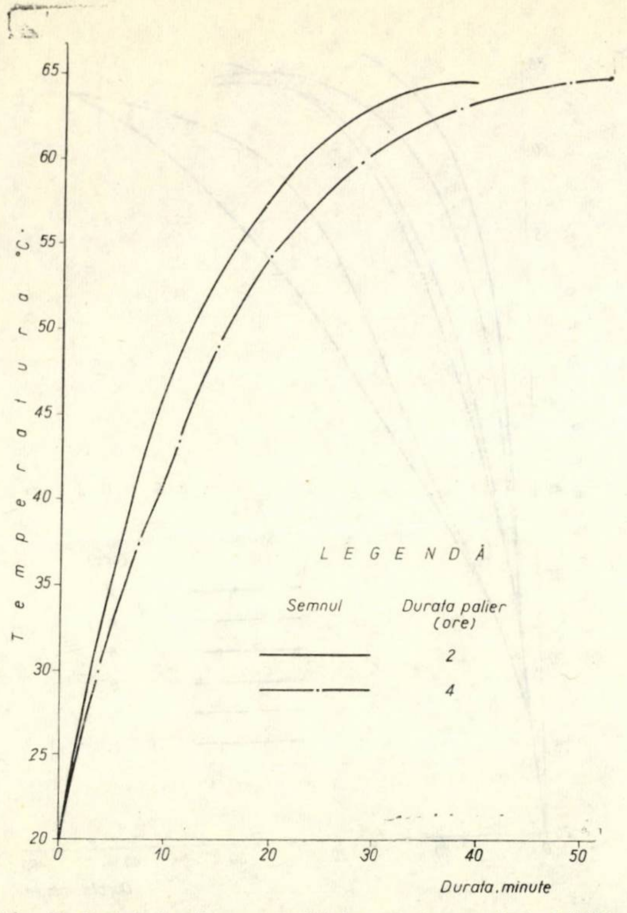


Fig. 5. Curbele de stingere medii ale probelor coapte la 1 450°C

— neuniformitățile cîmpurilor de temperatură în cuptor;

— erorile de determinare a temperaturilor cu pirometrul optic;

— diferențele posibile în curbele granulometrice ale varului măcinat, ținînd seama, pe de o parte, de faptul că finețea de măcinare a fost determinată ca reziduu pe o singură sită, iar pe de altă parte, de varietatea structurală a varurilor cu diferite grade de ardere;

— gradul de hidratare nedorit al varului în timpul prelucrării probelor.

În vederea unei compensări a acestor influențe nedorite probele au fost multiplu repetate, executîndu-se medii ale valorilor obținute în condiții similare.

REZULTATELE OBȚINUTE

Curbele de stingere medii pe temperaturi și paliere de ardere sînt reprezentate în figurile 2—5.

O primă constatare privind curbele de stingere obținute este că, în limitele experimentale, temperatura finală este foarte puțin influențată de temperatura de coacere și de durata de palier, valorile ei situîndu-se între 65.... 67°C.

Așa cum era de așteptat, durata stingerii este cu atît mai mare cu cît temperatura și durata coacerii sînt mai mari.

Pentru clasificarea probelor privind comportarea la stingere în raport cu proprietățile cerute pentru varul folosit la fabricarea betonului celular autoclavizat s-au ales drept criterii: durata stingerii complete, durata atingerii temperaturii maxime — 1°C și durata stingerii primei jumătăți din cantitatea de CaO liber conținută de var, respectiv durata pînă la atingerea temperaturii $\frac{t_{max} + 20°C}{2}$.

Ultimele două valori caracterizează alura curbelor de stingere.

Limitele optime și cele de admisibilitate sînt următoarele:

— Durata stingerii complete:

— optimă: 30 — 35 min

— limite de admisibilitate: 20—35 min

— Durata stingerii pînă la temperatura maximă — 1°C:

— optimă: 20 — 25 min

— limite de admisibilitate: 11 —25 min

— Durata stingerii primei jumătăți din cantitatea de CaO liber conținută de var:

— optimă: 2,5 — 5,0 min

— limite de admisibilitate: 2,5 — 9,0 min.

Valorile medii rezultate din experimentări funcție de temperatura și durata palierului de coacere, precum și curbele interpolate sînt reprezentate în figurile 6, 7 și 8.

În aceste figuri sînt date și limitele optime recomandate, precum și limitele de admisibilitate pentru varul destinat fabricării betonului celular autoclavizat.

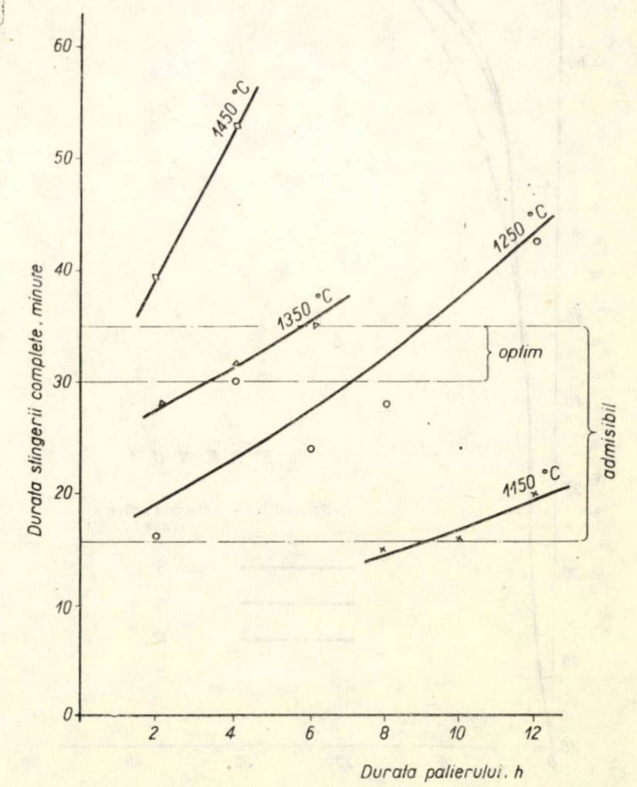


Fig. 6. Durata stingerii complete funcție de temperatura și palierul de coacere la varul rezultat din calcar de Bicaz

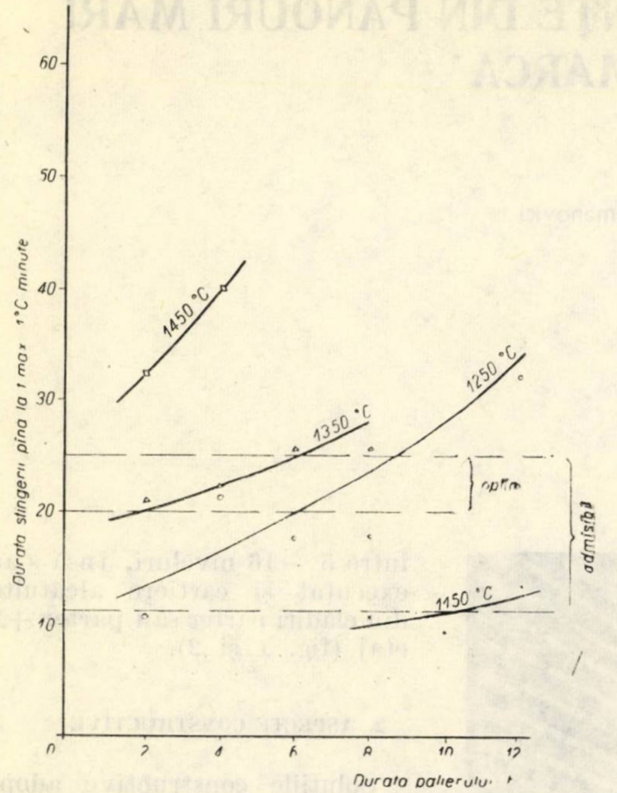


Fig. 7. Durata stingerii pînă la temperatura maximă — 1°C, funcție de temperatura și palierul de coacere la varul rezultat din calcar de Bicaz

Din figura 4 rezultă că probele arse la 1 150°C au durate de stingere scurte chiar la paliere relativ mari, respectiv la 10 — 12 ore palier ele se situează abia în partea inferioară a limitei de admisibilitate privind durata stingerii complete. Probele arse la 1 450°C au durate de stingere superioare limitei admisibile chiar la paliere scurte de 2 — 4 ore. Curba reprezentînd arderile la 1 250°C se situează chiar de la durate scurte de palier în domeniul duratelor de stingere admisibile, iar la un palier de 7 — 9 ore această curbă se situează în domeniul duratelor optime pentru fabricarea betonului celular autoclavizat. Curba arderilor la 1350°C se situează în domeniul duratelor optime la paliere mai scurte, respectiv între 3 — 6 ore.

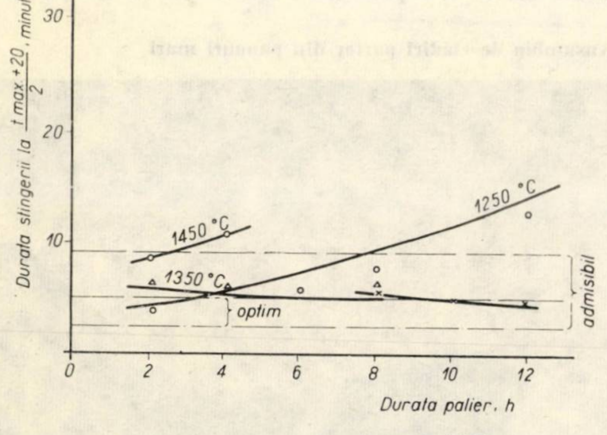


Fig. 8. Durata stingerii pînă la $\frac{t_{max} + 20°C}{2}$ funcție de temperatura și palierul de coacere la varul rezultat din calcar de Bicaz

Curbele reprezentînd durata stingerii pînă la atingerea temperaturii maxime — 1°C, reprezentate în figura 5, au aceleași aluri ca și curbele duratei stingerii complete. Ca și acestea, curba arderilor la 1 450°C se situează deasupra limitei superioare de admisibilitate, iar curbele arderilor la 1 250°C și 1 350°C intersectează domeniul duratelor de stingere optime la aproximativ aceleași durate de palier (6 — 8 ore 30 min pentru 1 250°C, respectiv 2 — 6 ore pentru 1 350°C) ca și curbele stingerii complete.

Curbele duratei stingerii primei jumătăți din cantitatea de CaO liber conținută de var, dată în figura 6, arată o variație mică a acestei durate în funcție de temperatura și palierul de coacere. Exceptînd arderile la 1 450°C și arderile cu palier de peste 10 ore la 1 250°C, care se situează în domeniul cu durate prea lungi, celelalte probe se încadrează în domeniul de admisibilitate.

CONCLUZII

Experimentările executate au arătat posibilitatea obținerii din calcar de Bicaz a unui var corespunzător fabricării betonului celular autoclavizat din punct de vedere al curbei de stingere.

Temperaturile optime de coacere se situează între 1 350°C (la paliere de 3 — 6 ore) și 1 250°C (la paliere de 7 — 9 ore).

Dacă arderea se face la o temperatură joasă, 1 150°C, pentru obținerea unui var cu curbă de stingere lungă este necesară o durată lungă de staționare a materialului decarbonatat în cuptor, paliere de 10 — 12 ore situînd curbele de stingere abia la limita inferioară a domeniului admisibil.

Prelungirea duratei de palier în cuptorul industrial este dezavantajoasă, fiind legată de o micșorare corespunzătoare a productivității cuptorului.

Bibliografie

[1] Radermacher G. : *Determinarea reactivității varului*, Zement-Kalk-Gips, nr. 12,1959.

[2] Ney P. : *Randamentul în pastă al varului stins umed și factorii care îl influențează.* Zement-Kalk-Gips, nr. 3, 1962.

CONSTRUCŢII DE LOCUINŢE DIN PANOURI MARI ÎN DANEMARCA *

Ing. G. Calmanovici
I.P.C.T.

1. ASPECTE GENERALE

Industrializarea construcţiilor se găseşte la un nivel foarte ridicat în Danemarca, în special în ceea ce priveşte blocurile de locuinţe. Locuinţele din panouri mari reprezintă 70–80% din totalul de cca 15 000 apartamente/an în blocuri, la care se adaugă cca 25 000 apartamente/an în case individuale executate prin alte procedee. Este suficient de arătat pentru comparaţie că locuinţele din panouri mari reprezintă cca 5% din volumul total al construcţiilor de locuinţe în R.F. a Germaniei, cca 12% în Franţa şi cca 20% în ţara noastră.

În afară de construcţiile realizate în propria lor ţară, unele firme daneze, între care se menţionează în special firmele Larsen & Nielsen şi Jespersen desfăşoară şi o amplă activitate în afara hotarelor Danemarcei prin vînzări de licenţe, utilaje etc. Astfel, firma Larsen & Nielsen a încheiat în ultimii 12 ani contracte de vînzări de licenţe şi alte livrări şi servicii cu peste 20 de întreprinderi din afara Danemarcei (Suedia, R. F. a Germaniei, Anglia, R. P. Ungară, Malaya etc.).

Regimul de înălţime a clădirilor din panouri mari construite în Danemarca variază între 5 – 16 niveluri, însă s-au executat şi cartiere alcătuite din clădiri parter sau parter +1 etaj (fig. 1 şi 2).

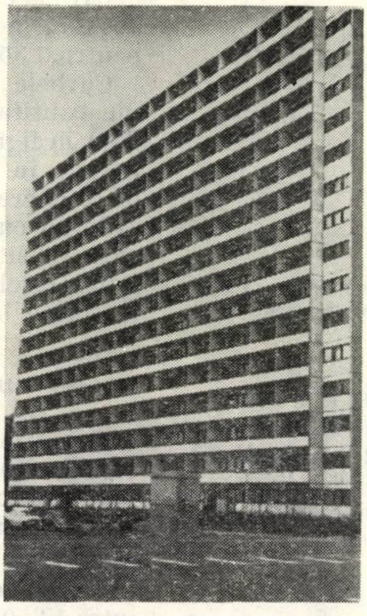
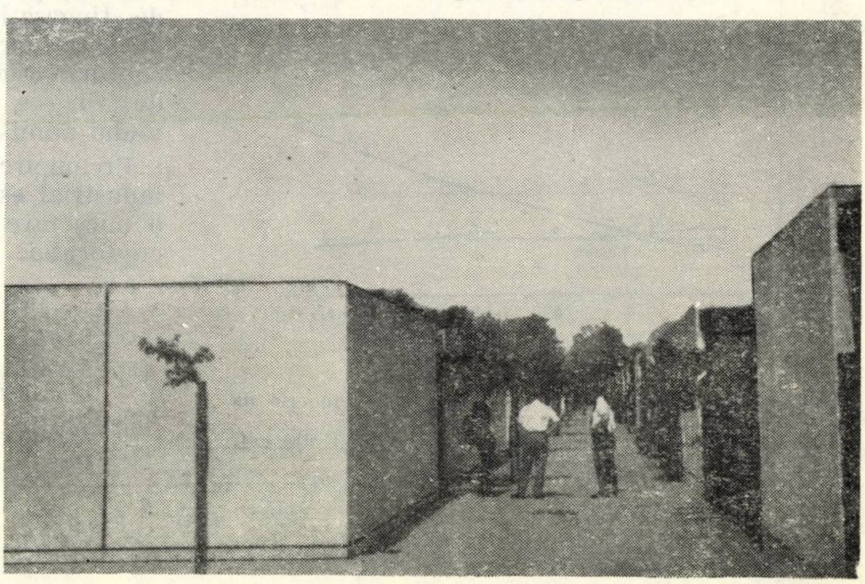


Fig. 1. Faţada unui bloc de locuinţe cu 16 niveluri din panouri mari

Fig. 2. Ansamblu de clădiri parter din panouri mari



2. ASPECTE CONSTRUCTIVE

Soluţiile constructive adoptate se caracterizează prin următoarele :

a — Alcătuirea panourilor mari este mai simplă decît cea curentă în ţara noastră, în sensul absenţei totale a mustăţilor şi buclelor pe contur, atît la elementele de pereţi, cît şi la cele de planşeu, armării mai reduse a panourilor de pereţi, continuităţii termoizolaţiei în rosturi etc.

b — Planşeele clădirilor din panouri mari se rezolvă cu

---

* Pe baza raportului delegaţiei care s-a deplasat în Danemarca în cadrul acţiunii de extindere a construcţiilor de locuinţe şi social-culturale din panouri mari. Delegaţia a fost formată din ing. V. Bumbăcea (conducătorul delegaţiei), ing. A. Rusei, ing. G. Calmanovici, ing. L. Spoială, ing. D. Halinski, arh. M. Caffé şi econ. M. Lupescu.

fîşii cu goluri, cu lăţimi de 1,20 — 2,40 m, cu rost marcat în camere.

c — Panourile de pereţi exteriori sînt în toate cazurile neportante.

Blocurile de locuinţe au structura de rezistenţă alcătuită din pereţi purtători transversali.

În sens longitudinal, preluarea solicitărilor se face prin elemente de zid median, ţinînd seamă de faptul că Danemarca nu se află situată în zonă seismică.

Zidurile purtătoare sînt alcătuite din panouri mari de beton armat avînd întotdeauna înălţimea etajului (2,80 m), dimensiunea cealaltă fiind riguros aleasă pe principiul modulării, dar în funcţie de patentul fiecărei firme. Astfel :

— Firma Larsen & Nielsen utilizează pereţi de lungimea unei camere, rezultînd elemente de 5 — 6 t greutate.

— Firma Jespersen utilizează pereţi purtători de dimensiuni mai reduse, în dorinţa de a nu realiza piese mai grele de 2,5 t şi de a crea elemente interşanjabile.

Pentru pereţii despărţitori se aplică soluţii variate.

Astfel, se utilizează, fie panouri de beton de 6 cm, bulonate sau simplu joantate prin dinţi şi mortar de legătură (între ele sau la legătura cu zidul purtător), fie ziduri din fîşii de beton celular autoclavizat, asamblate prin agrafe din oţel galvanizat şi introduse în zid prin batere cu ciocanul.

În privinţa planşeelor, toate firmele folosesc numai fîşii late cu goluri. Lăţimea acestor fîşii este variabilă în funcţie de patentele utilizate : lăţimi mari, de 2,4 m, caracterizează firma Larsen & Nielsen şi lăţimi înguste, de 1,20 m, firma Jespersen.

Deşi tipurile de panouri prefabricate şi modul lor de producere diferă de la firmă la firmă, realizarea îmbinărilor se face pe aceleaşi principii.

Îmbinările sînt alcătuite simplu, avîndu-se în vedere o serie de idei călăuzitoare :

— manopera pe şaniter pentru realizarea îmbinării să fie minimă ;

— îmbinarea să fie realizată în interiorul grosimii panourilor, afectînd cît mai puţin suprafaţa lor spre camere pentru a nu fi necesare lucrări de completare, care să complice finisajul elementelor de pereţi şi tavan ;

— realizarea tiparelor de turnare să poată fi cît mai simplă, iar operaţia de decofrare să necesite un timp cît mai scurt ;

— armarea panourilor să fie cît mai redusă.

Urmările aplicării acestor principii sînt următoarele :

a. Îmbinările se fac fără lăsarea de mustăţi de oţel în rosturi, ci numai prin turnarea unor betoane de legătură. Rolul mustăţilor este jucat de o succesiune de mici dinţi, prevăzuţi pe toate laturile pereţilor şi ale fîşiilor de planşeu, pentru preluarea eforturilor de lunecare din îmbinări ; aceşti dinţi sînt dimensionaţi riguros şi au format obiectul unor importante cercetări. Rezemarea fîşiilor cu goluri de planşeu se face tot pe o serie de dinţi, de data aceasta puternici şi armaţi, evitîndu-se şi în acest caz scoaterea mustăţilor de oţel pe reazem.

Lipsa mustăţilor se suplineşte — parţial — prin prevederea unor fiare pe reazem în rosturile dintre fîşii.

În schimb, panourile de planşeu au prevăzute şi pe feţele laterale (dintre fîşii) o serie de reliefuri destinate să îmbunătăţească preluarea lunecărilor rezultate din efectul de şaibă pe care îl are planşeul.

b. Armarea fîşiilor de planşeu se face cu bare de oţel cu profil periodic, prelungite în dinţii de rezemare.

Cîrligele de ridicare au fost în general eliminate, pe considerente tehnologice (economie de oţel şi manoperă, condiţii de compactare în timpul fabricaţiei cu combine de turnare).

În lipsa cîrligelor, transportul se face cu ajutorul unor ventuze pneumatice sau — la macara — cu ajutorul unui dispo-

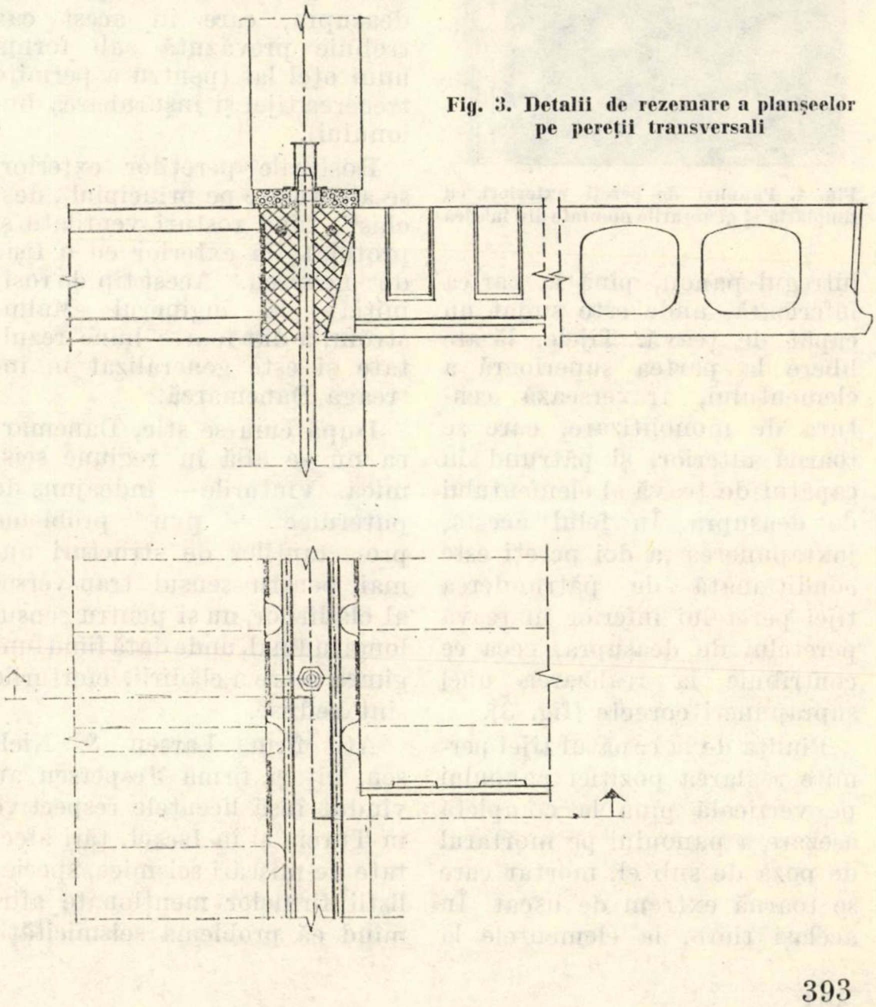


Fig. 3. Detalii de rezemare a planşeelor pe pereţii transversali

zitiv sub formă de gheară (vezi figurile 5 şi 9).

In ceea ce priveşte pereţii interiori, aceştia în general nu se armează, în afara zonei de buiandrug aflată deasupra golurilor de uşi. Se prevăd, în schimb, la partea superioară, în locul cîrligelor de atîrnare pentru transport, două tije cu buloane de ancoraj, al căror rol este multiplu. Aceste tije sînt legate prin sudură cu cîte o bară (Ø8), care traversează întregul panou, pînă la partea inferioară, unde este sudat un capăt de ţeavă. Tijele, lăsate libere la partea superioară a elementului, traversează centura de monolitizare, care se toarnă ulterior, şi pătrund în capătul de ţeavă al elementului de deasupra. În felul acesta, juxtapunerea a doi pereţi este condiţionată de pătrunderea tijei peretelui inferior în ţeava peretelui de deasupra, ceea ce contribuie la realizarea unei suprapuneri corecte (fig. 3).

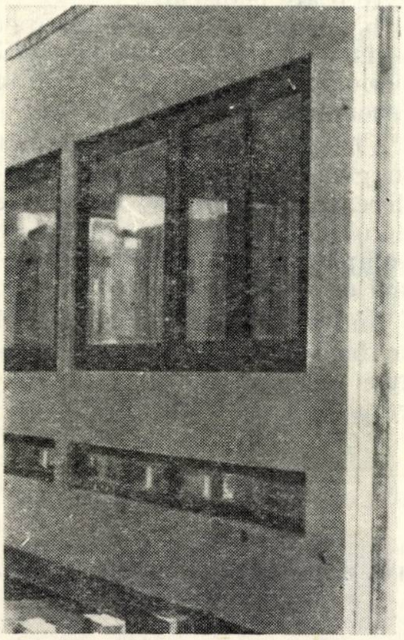


Fig. 4. Panouri de pereţi exteriori cu tîmplăria şi geamurile montate din fabrică

Piuliţa de la capătul tijei permite reglarea poziţiei panoului pe verticală pînă la completa aşezare a panoului pe mortarul de poză de sub el, mortar care se toarnă extrem de uscat. În acelaşi timp, la elementele la care apar unele tensiuni se preconizează legarea prin buloane a tijei de armătură de deasupra, care în acest caz trebuie prevăzută sub forma unui oţel lat (pentru a permite trecerea tijei şi înşurubarea bulonului).

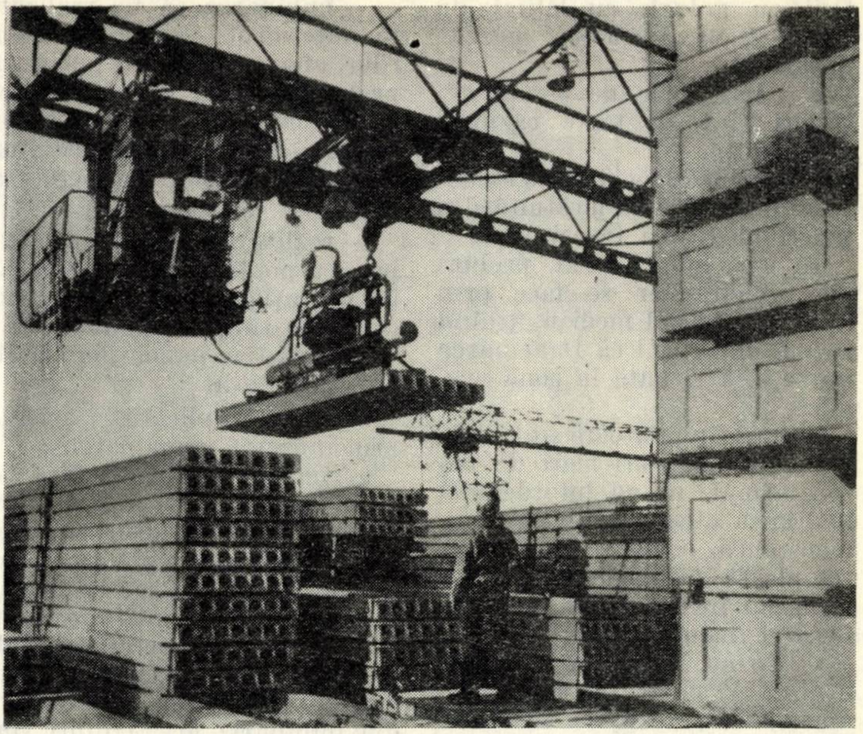


Fig. 5. Manipularea elementelor prefabricate de planşeu în depozit cu un dispozitiv cu vacuum

Rosturile pereţilor exteriori se alcătuiesc pe principiul ,,deschis'', fiind rosturi ventilate şi protejate la exterior cu o fîşie de neopren. Acest tip de rost, iniţiat de inginerul Malmström, a dat foarte bune rezultate şi este generalizat în întreaga Danemarcă.

După cum se ştie, Danemarca nu se află în regiune seismică. Vînturile — îndeajuns de puternice — pun probleme proiectanţilor de structuri numai pentru sensul transversal al clădirilor, nu şi pentru sensul longitudinal, unde dată fiind lungimea mare a clădirii, eforturile sînt reduse.

Atît firma Larsen & Nielsen, cît şi firma Jespersen au vîndut însă licenţele respective în Turcia şi în Israel, ţări afectate de mişcări seismice, specialiştii firmelor menţionate afirmînd că problema seismicităţii a fost studiată şi rezolvată de ei cu ocazia colaborării cu ţările amintite.

3. UNITĂŢI DE PRODUCŢIE A PANOURILOR MARI

Producţia de panouri se desfăşoară exclusiv în unităţi acoperite şi închise, cu regim de lucru permanent, în tot cursul anului.

Specialiştii danezi au ajuns la concluzia că desfăşurarea producţiei de prefabricate pe poligoane descoperite, cu regim de lucru sezonier, nu este economică. Această concluzie rămîne valabilă chiar la o capacitate de producţie minimă, considerată de specialiştii danezi a fi de două apartamente/zi (adică cca 50 m^3/zi).

Poligoanele descoperite rezultă dezavantajoase în condiţiile de lucru din Danemarca, sub aspectul lipsei de continuitate în folosirea forţei de muncă şi a utilajelor, ceea ce are implicaţii importante asupra costului şi calităţii producţiei.

Unităţile de producţie în Danemarca diferă, din punct de vedere al capacităţii de producţie, în limite largi, de la două apartamente/zi pînă la 10 apar-

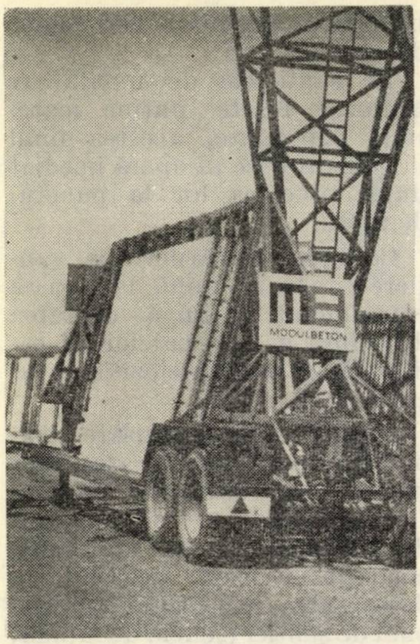


Fig. 6. Încărcarea panourilor de pereți în treilere

tamente/zi. În unele cazuri s-au dezvoltat și unități care, pe lîngă activitatea principală de locuințe, produc și elemente industriale (cazul firmei R. K. Betonelementer).

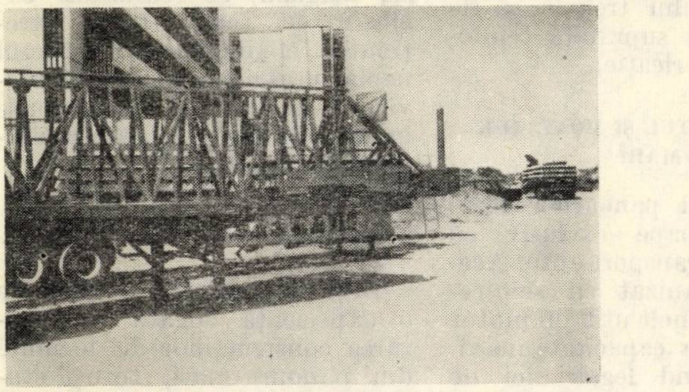


Fig. 7. Șantier de montaj lîngă Copenhaga. Se remarcă absența depozitelor de panouri pe șantier

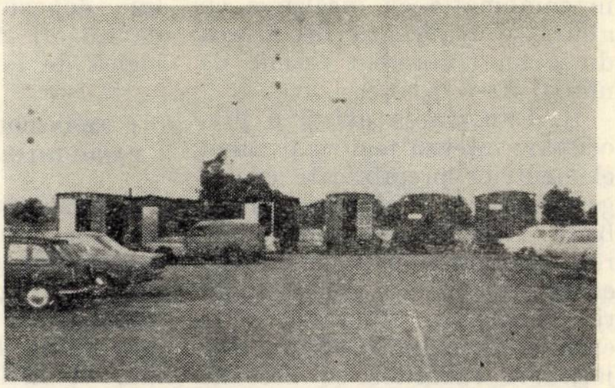


Fig. 8. Organizare mobilă de șantier

Se remarcă o deosebit de avansată cooperare între fabricile de prefabricate, pe de o parte, și o gamă largă de alte industrii, pe de altă parte, atît pentru primirea de diferite materiale la fabrică gata pregătite la dimensiuni (plase sudate, termoizolație, instalații sanitare și electrice, dispozitive de prindere etc.), cît și pentru primirea de diferite materiale pe șantier (elemente de finisaj, dispozitive de îmbinare, radiatoare, conducte la dimensiuni etc.).

În general, fabricile specializate din Danemarca nu au secții pentru producția de semifabricate, cu excepția centralelor de beton. Aceasta deoarece, după cum s-a mai arătat, există o largă cooperare între diferite întreprinderi specializate, astfel încît majoritatea elementelor necesare realizării panourilor mari sînt gata confecționate și, în general, la dimensiuni.

Centralele de beton sînt secțiile cele mai moderne ale tuturor unităților de prefabricare. Indiferent de capacitatea de producție, nu este de conceput fabricarea betonului fără o centrală de beton automată, care să poată garanta o calitate constantă materialului de bază al prefabricatelor.

Toate centralele de beton din fabricile de prefabricate din Danemarca sînt prevăzute cu instalații de încălzire a betonului în malaxoare, în vederea reducerii timpului de întărire a betonului și folosirii unui tratament termic cît mai redus al prefabricatelor, tinzîndu-se chiar la eliminarea acestuia.

Referitor la modul de realizare a diferitelor faze ale procesului tehnologic de formare și întărire a panourilor mari se remarcă următoarele :

La tipare se folosesc pe scară largă prinderi cu buloane care se strîng și se desfac cu scule speciale mecanizate. Se remarcă grija cu care se curăță și se ung tiparele, astfel că asamblarea cu buloane nu pune probleme deosebite.

Ungerea tiparelor se face cu soluții patentate, utilizîndu-se în general instalații cu aer comprimat.

Așezarea armăturii în tipare se face ușor, atît datorită utilizării plaselor sudate (în unele cazuri se utilizează și armătură legată), cît și, în special, datorită absenței mustăților sau buclelor la elemente.

Turnarea elementelor de mare serie (fîșiile cu goluri în toate procedeele, și panourile de pereți interiori la firma Jespersen și la fabrica de la Helsingör) se realizează prin procedee cu grad ridicat de mecanizare. Se utilizează buncăre distribuitoare autopropulsate și distribuitoare cu bandă transportoare, care asigură o repartizare uniformă a betonului în tipare, cu un consum redus de manoperă și cu efort fizic minim.

Deosebit de interesantă și diferită față de practica din țara noastră este extragerea miezurilor fîșiilor cu goluri prin două părți. Se consideră că acest procedeu înlătură o serie de eforturi care apar în betonul

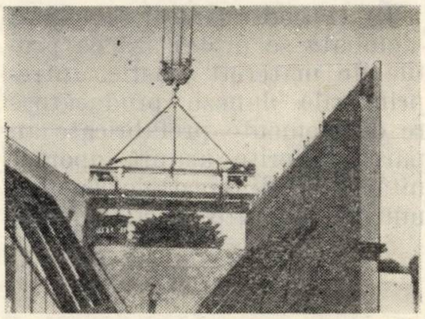


Fig. 9. Detalii de montaj al elementelor de planșeu la o clădire din panouri mari la Helsingör

proaspăt și contribuie la îmbunătățirea calității. Pentru accelerarea întăririi se utilizează de regulă betonul încălzit care, combinat cu calitatea superioară a cimentului, asigură durate foarte reduse de întărire. Astfel, în procedeul Larsen & Nielsen, la panourile de pereți se utilizează beton cald la + 50°C în momentul ieșirii din betonieră, obținîndu-se un ciclu total de 8 ore, dintre care circa 5—5$\frac{1}{2}$ ore pentru întărire fără aburire. Dozajul de ciment este de 250 kg/m^3, iar factorul a/c = 0,5—0,6. Tot fără aburire se realizează un ciclu pe zi la fabrica R. K. Betonelementer și la linia de fîșii cu goluri de la fabrica Larsen & Nielsen. La fabrica de la Helsingör, prin utilizarea betonului încălzit la +40°C se realizează, la turnarea pereților interiori în baterii verticale jumelate, două folosiri pe zi, în cazul lucrului într-un schimb. La fabrica Jespersen, utilizînd betonul cald în combinație cu încălzirea cu abur, se realizează decofrarea după un tratament termic de numai 3—3$\frac{1}{2}$ ore.

În Danemarca există o preocupare intensă pentru livrarea elementelor prefabricate cu un grad maxim de finisaj din fabrică. Astfel, panourile de pereți exteriori se livrează cu fața exterioară finisată și cu tîmplăria înglobată. Finisarea feței exterioare se realizează în majoritatea cazurilor cu betoane aparente decorative, cu agregate dezgolite, obținute prin perierea după decofrare a mortarului superficial, tratat cu un întîrzietor de priză. Există însă și alte soluții, între care striuri în relief, imitație de travertin etc.

În timpul turnării, tîmplăria înglobată se protejează cu profile de material plastic. Întreprinderile daneze producătoare de elemente prefabricate au păreri diferite asupra oportunității livrării ferestrelor cu geamurile montate. Astfel firma R. K. Betonelementer livrează tîmplăria fără geamuri, în timp ce firma Larsen & Nielsen arată că prin montarea geamurilor din fabrică se economisește o manoperă importantă pe șantier, iar procentul de geamuri sparte nu trece de 1% (fig. 4).

Depozitarea elementelor prefabricate în fabrici se face cu deosebită grijă. Între elementele depozitate suprapuse (fîșii cu goluri) se așază calaje de lemn prevăzute cu plăci de material plastic care au pe suprafața lor tampoane pentru asigurarea unei rezemări în condiții optime. La fabrica Larsen & Nielsen, panourile de pereți exteriori cu limbă de lungime mare (cca 50 cm) la partea inferioară se depozitează pe suporturi speciale.

Depozitele de produse finite sînt în general mari, depășind sensibil suprafața de producție. (În general, firma Larsen & Nielsen consideră că suprafața depozitului trebuie să fie de 1,5 ori cît suprafața tehnologică de fabricație).

4. TRANSPORTUL ȘI MONTAJUL PANOURILOR MARI

Transportul panourilor mari se face aproape exclusiv cu mijloace de transport auto. Acesta este organizat cu semiremorci, astfel încît utilajul motor este folosit la capacitate maximă, el nefiind legat nici de timpul de încărcare, nici de timpul de descărcare al semiremorcii (fig. 6).

Montajul prefabricatelor se face în majoritatea cazurilor direct de pe mijlocul de transport, neexistînd depozite intermediare la șantier (fig. 7).

Pentru a se realiza o aprovizionare ritmică a șantierului se face o coordonare foarte precisă a posibilităților de fabricație, transport și montaj. În unele cazuri, la firmele mari (de ex. Larsen & Nielsen) se realizează și o programare cu utilizarea mașinilor electronice de calcul.

Pe șantierele de montaj se întîlnesc foarte puține materiale depozitate, acestea fiind în general puse în operă imediat după aducerea lor la punctul de lucru.

Calitatea lucrărilor pe șantiere este foarte bună, la aceasta contribuind, pe lîngă calitatea deosebită a materialelor, și calificarea și conștiinciozitatea lucrătorilor.

Gradul mare de finisare a panourilor mari, transferarea unor lucrări importante de pe șantier în fabrică, cît și montajul de pe mijlocul de transport, concură în mod deosebit la desființarea aspectului tradițional de șantier (schele de fațadă, depozite mari de materiale diverse etc.).

Organizarea activității anexe a șantierului (birouri, dormitoare de odihnă în timpul zilei, grupuri sociale, săli de mese, magazii) se realizează exclusiv cu rulote bine întreținute, eliminîndu-se aspectul neplăcut al unor construcții provizorii de lemn și obținîndu-se în același timp avantaje economice (fig. 8).

CONCLUZII

Deși țara noastră dispune de o experiență bogată în realizarea construcțiilor de locuințe din panouri mari, totuși studierea experienței daneze în această problemă poate furniza o serie de elemente interesante din punctul de vedere al aspectelor constructive (îmbinări simplificate fără mustăți etc.), al confecționării (toleranțe dimensionale reduse, cicluri scurte de tratament termic etc.), al montajului (montaj direct din mijloacele de transport etc.), precum și al modului de rezolvare în ansamblu a problemei realizării clădirilor din panouri mari prin conlucrarea diferiților factori interesați.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1983

Zece ani fără nici o reclamație

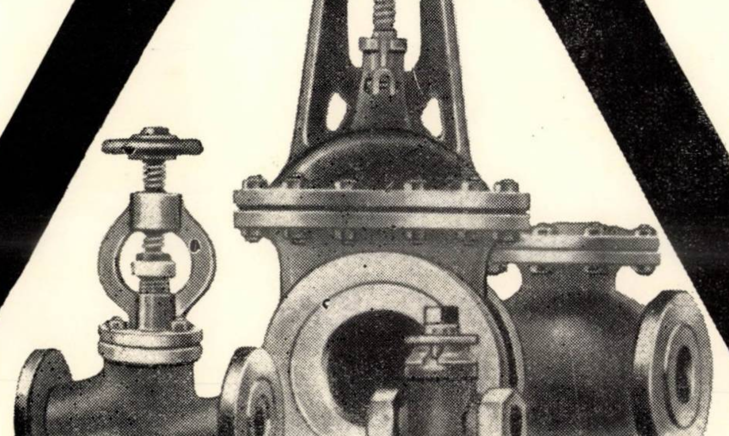
ACEASTA ESTE CALITATEA ARTICOLELOR DE ROBINETĂRIE
FABRICATE IN U.R.S.S.

- ★ **Vane, robinete și supape**
- ★ **Armături de reglare și strangulare**
- ★ **Armături cu comanda de la distanță**
- ★ **Armături energetice pentru parametri înalți (presiune 140 kg/cm², temperatură 570 °C)**
- ★ **Armături speciale armate cu polietilenă, fluoroplast și alte materiale, pentru medii agresive de orice fel**

Toate felurile de armături sînt fabricate în uzine specializate, fapt care asigură înalta calitate a producției.

Pentru orice informație, vă rugăm să vă adresați la:

ТЕХМАШЭКСПОРТ TECHMASHEXPORT



TECHMASHEXPORT

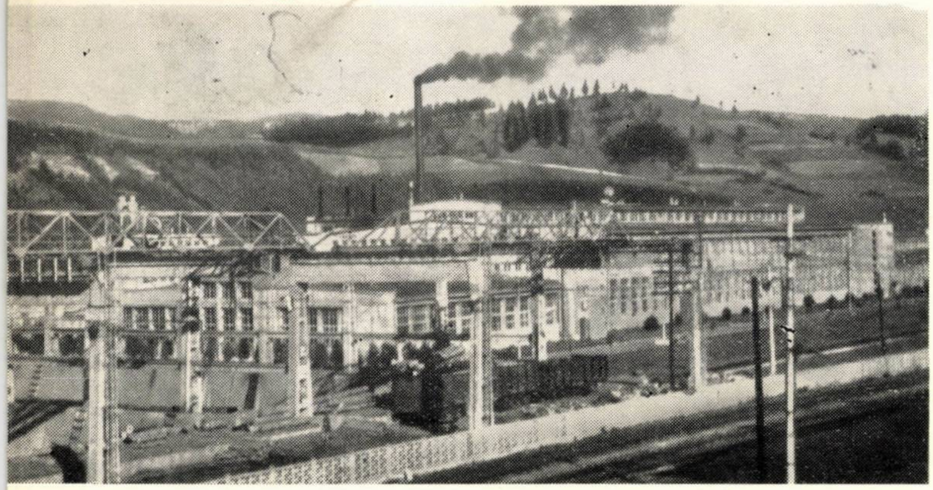
STR. MOSFILMOVSKAIA NR. 35 MOSCOVA V – 330 URSS TELEX: 256

Publicom

1976 OKT 6

CPL GĂLĂUȚAȘ

Județul Harghita



Telefon 123
Telex 016512

PRODUCE ȘI LIVREAZĂ

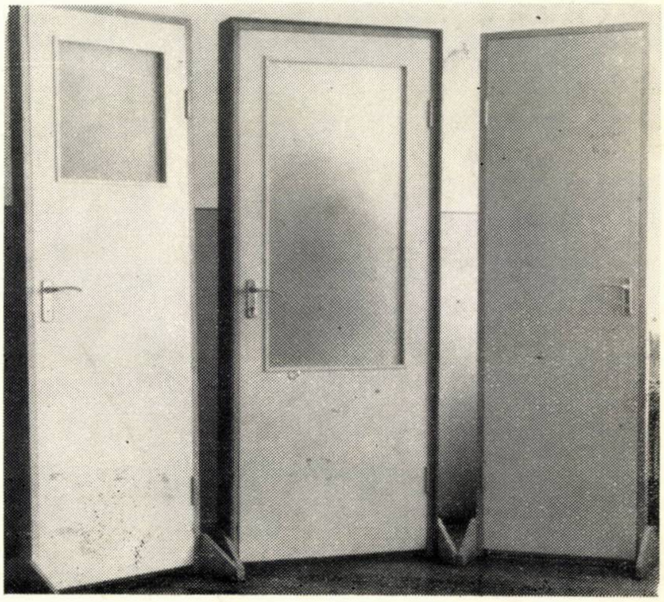
PE BAZĂ DE REPARTIȚIE ȘI COMENZI FERME

- **Uși interioare din plăci celulare**

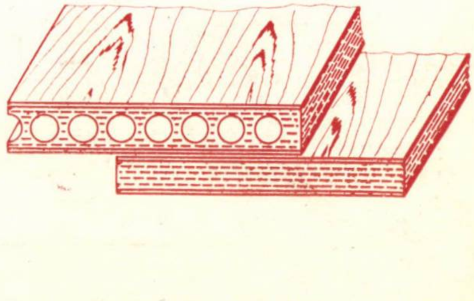
conform STAS 466—66 și 5333—66
de următoarele tipuri:

— **uși pe toc sau pe căptușeli**
— **pline sau cu geam 1/3 sau 2/3**
— **grunduite cu grund alchidic sau finisate cu lac carbamidic**

Tocul se execută prin lamelare din patru lamele, o soluție mai avantajoasă decît din lemn masiv, deoarece asigură o mai mare stabilitate. Ușile se livrează neasamblate sau asamblate cu prag inferior.



- **Plăci din așchii de lemn aglomerate prin extrudere**



— **furniruite cu furnire tehnice de fag sau cu furnire estetice**

— **pline, cu grosimi de 15, 18 și 21 mm**
— **cu goluri, cele cu grosimi de 37 și 52 mm**

- **Placaje de fag pentru cofraje**

conform STAS 7004—64, **încleiate cu adezivi fenol-formaldehidici de tip Fenoplac, cu fețe protejate, avînd rezistență superioară la acțiunea apei**

CPL GĂLĂUȚAȘ

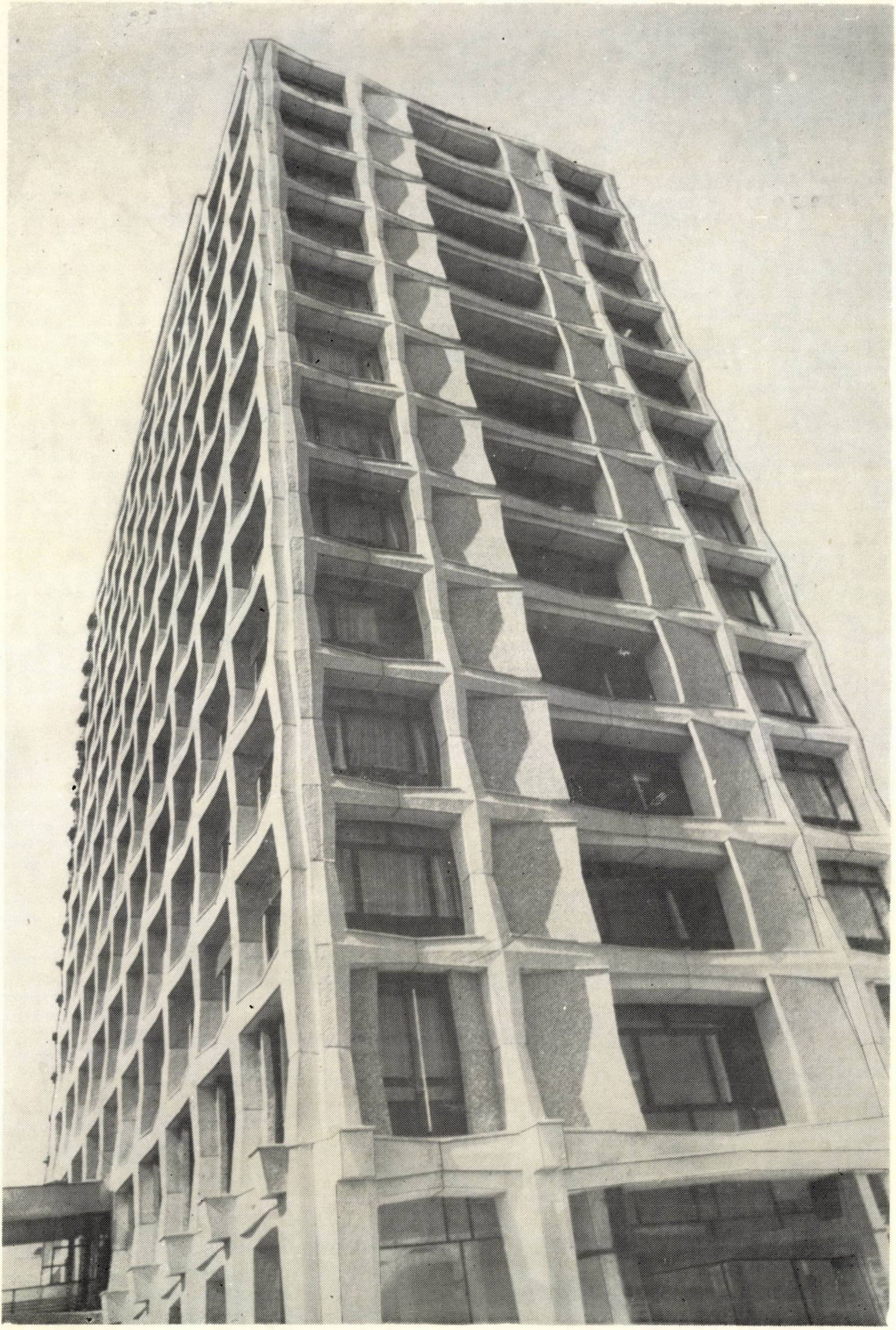
E 1688
0.4
R

Organ al
Ministerului
Construcțiilor
Industriale

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

8

1970



Centrul de televiziune Bucureşti. Corpul tehnico-redacţional

E 1688

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

ORSZ. MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

8
1970

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

CUPRINSUL

Ing. **M. MANOLACHE**

R **Centrul de televiziune Bucureşti** 397

Ing. **MIRCEA NEICU**, prof. dr. ing. **VIRGILIU FLORIAN**

R **Hotelul „Intercontinental" din Bucureşti. Probleme privind proiectarea structurii de rezistenţă** 405

Ing. **C. IACOB**, ing. **V. VIESPESCU** ing. **M. MIHALACHE**

R **Depozite închise parter pentru comerţ cu structuri integral prefabricate tipizate** 413

Ing. **D. CALINESCU**

C **Fabrica de produse cosmetice „Flacăra" Cluj** 419

Dr. doc. şt. tehn. **MIRCEA V. SOARE**

R **Contribuţii la studiul reţelelor spaţiale planar pătrate diagonale** 423

Ing. **GH. HANUTZ**

C **Utilizarea umezirii aerului în încăperile industriale** . . 441

Ing. **RADU NEGRU**

C **Unii indicatori sintetici comparativi privind dezvoltarea lucrărilor de investiţii şi de construcţii-montaj în ţările membre ale C.A.E.R.** 443

RECENZII

CRONICĂ

DOCUMENTARE

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. ing. C. AVRAM, Institutul politehnic Timişoara
Ing. AL. AUSSLÄNDER, şef sector Ministerul Construcţiilor Industriale
Ing. EM. BAICULESCU, director tehnic IPIMPC
Acad. prof. ing. ŞTEFAN BĂLAN, Institutul de construcţii Bucureşti
Ing. O. BÎRSAN, director general DGCM-CPMB
Ing. TUDOR DINESCU, inginer specialist IPIA
Ing. DINU ELIADE, şef sector tehnic Ministerul Construcţiilor Industriale
Ing. I. GĂVOZDEA, vicepreşedinte al CSEAL
Ing. D. GHIŢESCU, şef secţie INCERC
Ing. MIRCEA HUREZEANU, inginer şef IMMR
Ing. CONST. IONESCU, adjunct al ministrului construcţiilor industriale
Ing. N. LASZLO, inginer şef ISCAS
Ing. M. LUPAN, director adjunct ştiinţific INCERC
Ing. A. MEDVEŢCHI, director MIMC
Ing. M. PĂTULEA, director M. C. Ind.
Ing. SIMION POP, vicepreşedinte al Comitetului Executiv al Consiliului Popular al Municipiului Bucureşti
Prof. ing. VICTOR POPESCU, Institutul de construcţii Bucureşti
Prof. ing. OLIVIU RUSU, vicepreşedinte CNIT
Ing. GH. SLĂDESCU, inspector general de stat pentru construcţii
Ing. S. ŞIŞMAN, şeful Laboratorului central al M. C. Ind.
Ing. I. VASILESCU, director general MIMC
Ing. P. VERNESCU, director IPC

Redactor responsabil
Prof. ing. DAN F. DUMITRESCU
Institutul de construcţii Bucureşti

CONSTRUCŢII ŞI MATERIALE DE CONSTRUCŢIE

organ al
MINISTERULUI CONSTRUCŢIILOR INDUSTRIALE

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Redacţia: Bucureşti, str. Episcopiei nr 9, sector 1. Telefon: 16.49.14. Administraţia şi casieria: C.D.C.A.S., Bd. 1848, nr. 10, sector 4. Abonamentele se pot achita în contul de virament nr. 64.03.01 19 S.M.B. Serv. Decont Buget Stat. Simbol 5 000

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1970, conform aprobării D.P.D.P nr. 10/10556/1970

Tiparul: Intreprinderea Poligrafică „Informaţia" – Bucureşti, c. 5549

SUMMARY

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

M. MANOLACHE : The Television Centre in Bucharest

The ever increasing extension of the T. V. programmes brought about the necessity of developing the technical and material basis of television in Romania.

În 1968 the first studios of the new T. V. Centre in Bucharest were commissioned.

The author presents the four main buildings laying stress on the foundations, structural strength, acoustic solutions and finishings.

În the final part, some execution aspects are presented.

M. NEICU, V. FLORIAN: ,,Intercontinental" Hotel in Bucharest, problems regarding the designing the resistence structure

The paper presents some problems regarding the foundation and the basic resistence structure of the building, as concerns the adopted solutions, the materials used and structural elements. It is also presented special problems created by the calculation at the vertical forces as well at the orizontal forces (seismic and Wind actions), for which it was elaborated a special algorithm of calculation.

C.IACOB, S. VIESPESCU and M. MIHALACHE : Closed ground-floor commercial warehouses built of wholly typified prefab structures

Owing to the need for an increased number of commercial warehouses, the possibilities were studied of erecting this kind of structures with industrialized prefabs, while aiming at the reduction of steel consumption and at lowering the cost price.

The authors describe the design conditions of these structures and the solutions chosen.

D. CĂLINESCU : Cosmetics Factory the ,,Flacara" at Cluj

One of the most up-to-date cosmetics factories in Romania was recently built in Cluj-city.

Being the first unit of this kind in our country with mechanized and complex technological processes able to be operatively adapted to new ranges of products, some difficult problems arouse during its construction.

The author describes the structural design chosen, as well as the ventilation, lighting and power systems.

M. V. SOARE Contributions to the analysis of double-layer parallel diagonal square mesh grids

The geometry of a particular type of space grid is described, having distinct square meshes in the two parallel layers. Such a grid is highly statistically indeterminate, but for uniform applied loads, the forces in every group of four top bars around a bottom joint are more and more identical with the increasing number of meshes. This observation leads us to an approximate method of analysis, in which the basic unknowns are *grid moments*.

After the study of the state of stress, the state of deformations is examined, showing the determination of deflections w.

The paper is closed by a numerical example and the analogy with an equivalent continuum.

GH. HANUTZ : The utility of moistening the atmosphere of industrial rooms

The author describes a water sprayer used in industrial halls for moistening the atmosphere in workshops where dust generating technological processes are going on.

R. NEGRU : Some synthetic and comparative indicators concerning the investment policy an the development of building and assembly works in the countries belonging to the Council of Reciprocal Economic Aid.

SOMMAIRE

M. MANOLACHE : ,,Le centre de la télévision roumaine à Bucarest''

Comme suite à l'ampleur prise par la télévision en Roumanie la nécessité s'est faite sentir de développer sa base technique et matérielle.

En 1968 entrairent en service les premières capacités de production dans le cadre du nouveau Centre de la télévision roumaine.

L'auteur présente le projet des quatre bâtiments principaux de l'ensemble, en mettant l'accent sur les fondations, la structure de résistance, le traitement acoustique et les finissages.

Les conclusions sont illustrées par quelques aspects de l'exécution.

MIRCEA NEICU et VIRGILIU FLORIAN: L'Hotel ,,Intercontinental" à Bucarest, l'établissement du projet de la structure de résistance du bâtiment

La construction de cet édifice a soulevé quelques problèmes surtout en ce qui concerne les fondations et la structure de résistance proprement-dite du bâtiment. On peut trouver dans l'article une analyse de ces questions ainsi que les solutions adoptées, les matérieux et les éléments structuraux employés. On relève aussi les problèmes particuliers soulevés par le calcul des forces verticales et horizontales (séismiques et du vent) pour lesquelles un algorithme ad-hoc de calcul a été élaboré.

C. IACOB, S. VIESPESCU et M. MIHALACHE : Dépôts clos, rez-de-chaussée, pour marchandises, intégralement construits en structures typisées préfabriquées

Etant donnée la nécessité de bâtir un grand nombre de dépots de marchandises, les possibilités de construire ce genre d'ouvrages à l'aide d'éléments industrialisés ont été étudiées, tout en visant à réduire les quantités d'acier utilisées, ainsi que le prix de revient.

Les auteurs décrivent les conditions d'établissement des projets et les solutions adoptées.

D. CĂLINESCU : La Fabrique de produits cosmétiques ,,Flacara'' à Cluj

Dans la ville de Cluj a été bâtie une des plus modernes fabriques de cosmétiques de Roumanie.

Etant la première fabrique de ce genre dans notre pays, comportant des procès technologiques mécanisés et complexes, capables d'adaptation opérative à de nouveaux assortiments de produits, nombre de problèmes difficiles ont surgi lors de sa construction.

L'auteur décrit le projet adopté pour la structure, le système de ventilation, d'éclairage et d'énergie.

M. V. SOARE Contributions à l'étude des réseaux spatiaux planaires carrés diagonaux

On décrit la géométrie d'un type particulier de réseau spatial dont les mailles dans les deux nappes parallèles sont disposées différemment. Un pareil réseau a un degré très élevé d'hyperstaticité, mais pour des charges uniformes, les efforts dans chaque groupe de quatre barres supérieures, autour d'un noeud inférieur, sont d'autant plus proches, que le nombre de mailles est plus grand.

Cette observation permet d'établir une méthode approximative de calcul, dans laquelle les inconnues de base sont des *moments de reseau*.

Après l'examen de l'état de contraintes, on étudie l'état de déformations et l'on démontre la manière d'établir les déplacements de flexion w.

Un exemple numérique et l'examen de l'analogie avec un milieu continu équivalent complètent l'article.

GH, HANUTZ : L'utilité d'humecter l'air des espaces clos des industries

L'auteur décrit une installation pour pulvériser de l'eau, utilisée dans les halles d'industries afin d'humecter l'air dans les ateliers où ont lieu des procés technologiques engendrant de la poussière.

R. NEGRU : Quelques indicatéurs cynthétiques comparatifs concernant le développement des investissements et des travaux de construction et montage dans les pays membres du COMECON

INHALT

M. MANOLACHE — Fernsehzentrum Bukarest

Die bedeutende Entwicklung der Fernsehprogramme brachte mit sich die Notwendigkeit auch die technische und materielle Grundlage entsprechend zu entwickeln.
Im Laufe des Jahres 1968 wurden die ersten Produktionseinheiten des neuen Fernsehzentrums dem Betrieb übergegeben.
Der Autor beschreibt den Entwurf der vier Baukörper und erörtert besonders eingehend die Fragen betreffend Baugründung, Tragkonstruktion, Schalldämmung und Fertigung.
Im Abschluss werden einige Aspekte der Bautätigkeitvorgeführt.

M. NEICU, V. FLORIAN: Hotel „Intercontinental“ Bukarest Einige Aspekte bettreffend Projektierung der Tragkonstruction

Es werden einige Aspekte betreffend Grundplatte und Tragkonstruction des Hotels, die bauliche Lösungen, das verwendete Material und das räumliche Verhalten der strukture-elemente dargestellt.
Ebenfalls werden die besonderen Probleme der Berechnung der Struktur bei senkrechten und Horizontalbelastungen (Erdbeben und windbelastungen, fur welche ein entsprechender Algorithmus ausgearbeitet wurde behandelt.

C. IACOB, S. VIESPESCU, M. MIHALACHE — Einstöckige geschlossene Warenlager mit standardisierter vollständig vorgefertigter Tragkonstruktion

Die Notwendigkeit eine immer grössere Anzahl von Warenlager zu bauen hat uns gezwungen die Möglichkeiten zu untersuchen derartige Bauten unter Anwendung von im Werk gefertigten Bauteilen zu gestalten und gleichzeitig den Verbrauch an Stahl und den Kostenpreis herabzusetzen.
Die Autoren führen vor die Entwurfsgrundlagen und beschreiben die Lösungen die gewählt wurden.

D. CĂLINESCU — Flacăra Fabrik für Kosmetikerzeugnisse, Cluj

In Cluj wurde eine der modernsten Fabriken für Kosmetikerzeugnisse gebaut.
Da es sich um die erste hierzulande errichtete Fabrik für Kosmetikerzeugnisse handelte, ausgestattet mit komplexen und mechanisierten Fertigungsprozessen und imstande leicht auf neuartige Erzeugnisse umzusatteln, sind selbstverständlich einige schwierigere Fragen biem Entwurf und beim Bau aufgetreten.
Der Autor beschreibt Tragkonstruktion, Lüftungsanlagen, Beleuchtung und Energiespeisung.

M. V. SOARE Beiträge zum Studium von zweilagigen zweiläufigen diagonal angeordneten Stabrosten

Es wird die Geometrie eines besonderen Typs von Stabrosten beschrieben, bei dem die quadratischen Maschen der beiden parallelen Lagen verschieden gerichtet sind. Ein solcher Stabrost ist vielfach statisch unbestimmt, jedoch für gleichmässige Belastungen sind die Kräfte in jedem oberen Stabquadrat um einem unteren Knoten herum wertmässig einander umso näher, je grösser die Maschenanzahl ist. Daraus folgt eine angenäherte Rechenmethode, bei der die Grundunbekannten *Stabrost-Momente* sind.
Nach Untersuchung des Spannungszustandes wird der Formänderungszustand studiert und die Bestimmung der Durchbiegungen gezeigt.

Ein Rechenbeispiel und die Analogie mit einem äquivalenten kontinuerlichen Medium vervollständigen die Arbeit.

GH. HANUTZ: Nützlichkeit des Luftanfeuchtens in Industrieräumen

Der Autor beschreibt eine Wasserzerstäubungsanlage die in Industriehallen angewandt wird um die Luft anzufeuchten in denjenigen Räumen in denen stauberzeugende Arbeitsprozesse vor sich gehen.

R. NEGRU: Einige synthetische vergleichende Kennziffern betreffend die Entwicklung der Investitionen und der Bau- und Montage-arbeiten in den Ländern des RGW.

СОДЕРЖАНИЕ

М. НЕККУ, В. ФЛОРИАН: Гостиница „Интерконтиненталь“ – Бухарест. Вопросы касаюцчеся расчёта опорной структуры

В работе рассматриваются, касающиется фундамента и опорной структуры главного корпуса здания, в частности принятые решения, использованные строительные материалы и структурные элементы. Указаны также особые проблемы связнные такис расчётом сил горизонтальных (сейсмических и ветровых) для которых аыл разрєботан специальный алгоритм расчёта.

М. МАНОЛАКЕ: Телевизионный центр — Бухарест

Одновременно с развитием, которое получили программы телевидения, возникла необходимость развития его технико-материальной базы.

В 1968 году вступили в строй первые производственные мощности нового центра телевидения.

Автор представляет проект всех четырёх корпусов здания, останавливаясь на фундаментах, несущей схеме, акустическом решении и отделке.

В заключительной части статьи приведены некоторые аспекты производства работ.

К. ЯКОБ, С. ВИЕСПЕСЛУ, М. МИХАЛАКЕ: Закрытые одноэтажные склады с несущими, полностью типизированными, сборными элементами, предназначенные для коммерции

В виду необходимости строить для нужд коммерции увеличенное количество складов, были обследованы возможности возведения зданий этого рода из сборных элементов, в то же время преследуя цель экономии стали и снижения себестоимости.

Авторы описывают условия проектирования и принятые решения.

Д. КЭЛИНЕСКУ: Клужская фабрика косметических изделий — Флакэра

В городе Клуж выстроена одна из наиболее современных фабрик, выпускающая косметические препараты в нашей стране. Так как данная фабрика является первой своего рода в стране и работает по комплексной и механизировнной технологии, которая должна оперативно внедрять новые сортименты, при её возведении были выдвинуты сложные проблемы.

Автор описывает принятые проекты компановки, вентиляции, освещения и снабжения силой.

МИРЧА СОАРЕ: К вопросу исследования пространственных пластинообразных сеток с квадратной решеткой

Описана геометрия особого вида постранственной решетки в которой отверстия в верхней и нижней паралельных плоскостях расположены различно. Такого вида решетка многократно статически неопределима, но для равномерных нагрузок; усилия в каждом из четырёх верхних стержней прилегающих к нижнему узлу, тем более близки между собой, чем больше число отверстий решетки. На этом основании построен приблизительный метод рассчёта в котором неизвестными являются моменты решетки.

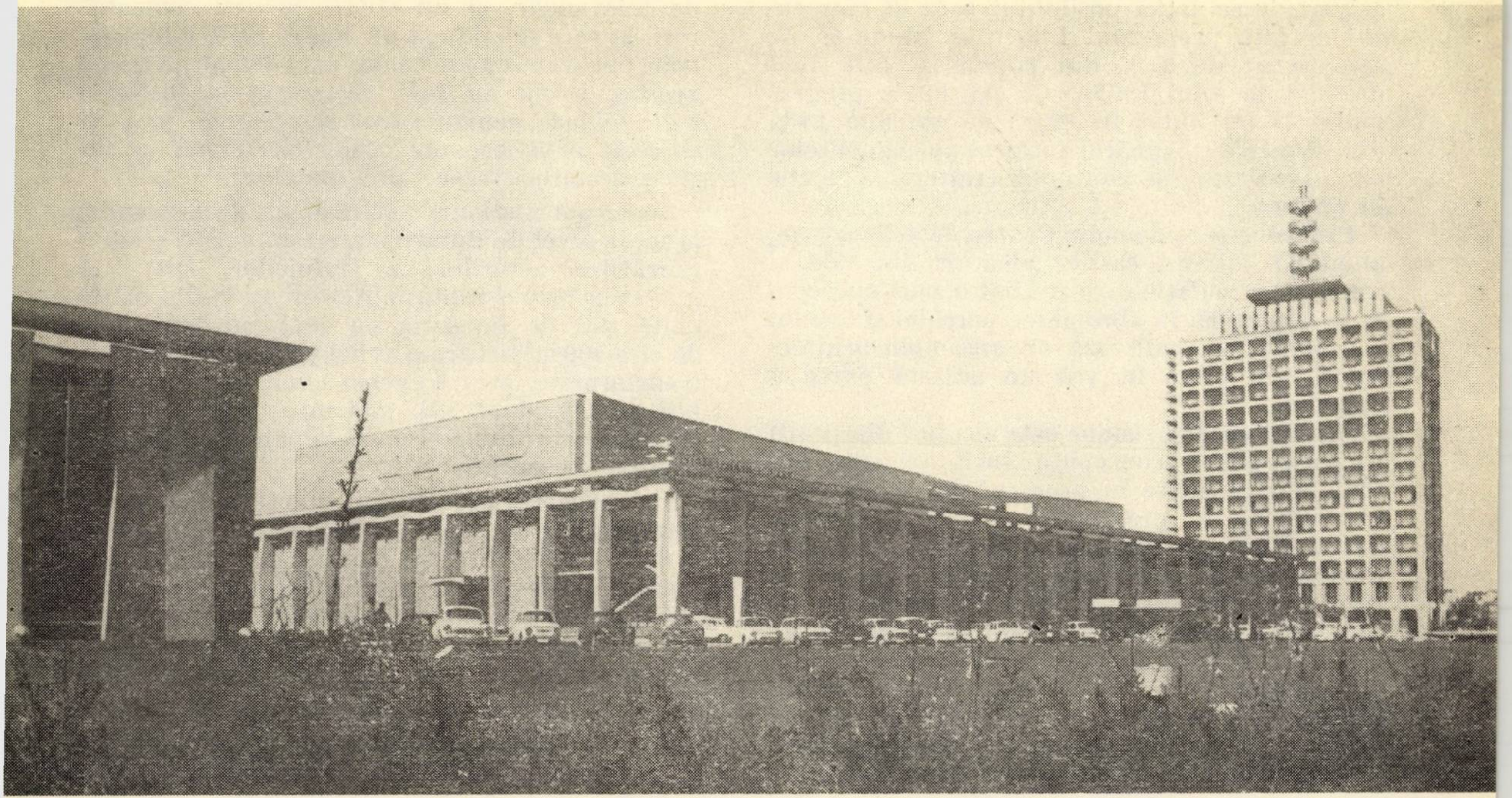
После исследования напряженного состояния осматривается деформируемое состояние, и указывается метод определения прогибов w.

Статья содержит также пример расчёта и аналогию с непрерывной эквивалентной средой.

Г. ХАНУЦ: Полезность увлажения воздуха в промышленных помещениях

Автор описывает установку для разбрызгивания воды, применяемую в промышленных цехах ввиду увлажнения воздуха в мастерских где происходят производственные процессы, порождающие пыль.

Р. НЕГРУ: Некоторые синтетические сравнительные показатель развития капитального строительства и стройтельно-монтажных работ в странах членах С.Э.В.



Centrul de televiziune București. Vedere generală

CENTRUL DE TELEVIZIUNE BUCUREȘTI

Ing. M. Manolache

Amploarea programelor elaborate de Partidul Comunist pentru dezvoltarea României contemporane, acțiunile întreprinse pentru perfecționarea organizării și conducerii societății noastre au determinat creșterea rolului și importanței programelor de televiziune. Prin emisiunile sale, în care este înfățișată activitatea de edificare socialistă a țării, televiziunea contribuie la pregătirea și mobilizarea maselor, devenind mijlocul cel mai eficace de formare și influențare a opiniei publice. Ea contribuie la dezvoltarea conștiinței socialiste, la promovarea politicii interne și externe a țării, la mobilizarea întregului popor la opera de făurire a societății socialiste multilateral dezvoltate.

Programele de televiziune au devenit din ce în ce mai complexe prin extinderea volumului de emisiuni și lărgirea tematicii adoptate.

În scopul realizării sarcinilor ce revin televiziunii au fost alocate importante fonduri de investiții pentru dezvoltarea bazei sale tehnice și materiale. În luna aprilie 1968 au intrat în funcțiune primele capacități de producție din cadrul noului Centru de televiziune. De la această dată, baza tehnico-materială a crescut în fiecare an, acțiunea de dotare fiind programată a se încheia în primele luni ale anului viitor, cînd va intra în funcțiune cu toată capacitatea telecentrul de pe calea Dorobanți din București.

Concomitent cu acțiunea de înzestrare tehnică și materială la nivelul cel mai înalt și în concordanță cu cerințele impuse de sarcina elaborării unor programe de televiziune de o reală valoare artistică și tehnică, s-a extins și rețeaua stațiilor de emisie și radiorelee, asigurîndu-se astfel posibilitatea ca în momentul de față programul I de televiziune să fie recepționat de 85% din populația țării (față de 50% în anul 1965), iar emisiunile programului II (introdus în 1968) de aproape 14% din populație. Numărul total al abonamentelor de televiziune, în continuă creștere, a ajuns în prezent la peste 1,3 milioane.

Prin construcția noului Centru de televiziune, amplasat într-un cartier alcătuit din vile și artere de circulație care străbat o zonă cu vegetație puternică, în apropierea parcului și lacului Herăstrău, se realizează un ansamblu arhitectonic care pune în valoare această parte a orașului.

Centrul de televiziune este alcătuit din patru corpuri, astfel concepute încît să satisfacă funcțiuni distincte în procesul de elaborare și transmitere a programelor. Corpul central, denumit corpul studiouri, deși nu conferă nota dominantă a complexului, este obiectul în care s-au materializat 55% din fondurile de investiții alocate. El conține un studio de 800 m² din care se pot transmite emisiuni cu participarea publicului, două studiouri de cîte 600 m² pentru emisiuni artistice, un studio de 150 m² pentru emisiuni de actualități, două studiouri pentru crainici, aferente celor două programe de televiziune, și un studio pentru comentatori, la care se adaugă un studio pentru înregistrări muzicale, cu un volum de 1 800 m³. Aferent acestor spații au fost proiectate și realizate regii tehnice pentru sunet și imagine, precum și regii artistice, un grup telecinema și un grup de înregistrarea programelor.

În corpul studiouri s-au realizat, de asemenea, la înalt nivel de dotare materială, spații pentru pregătirea actorilor, a crainicilor, spații și foaiere pentru așteptare. Actorii au la dispoziție două săli de repetiție cu text, în suprafață de cîte 400 m² fiecare și avînd posibilitatea de a fi transformate, prin tragerea unor pereți amovibili, în cîte două săli mai mici, 41 cabine de capacități variabile și două saloane de machiaj, frizerie și coafură.

În concepția proiectului, funcțiunile afectate interpreților și colaboratorilor nu au nimic comun cu spațiile în care se găsește echipamentul audio-video. Cele două funcțiuni ocupă fiecare cîte una din laturile mari ale dreptunghiului care a fost adoptat ca formă pentru realizarea corpului studiouri. Toate studiourile se găsesc în zona centrală (fig. 1).

În cele două subsoluri au fost amplasate 19 grupuri de ventilație și condiționare, care

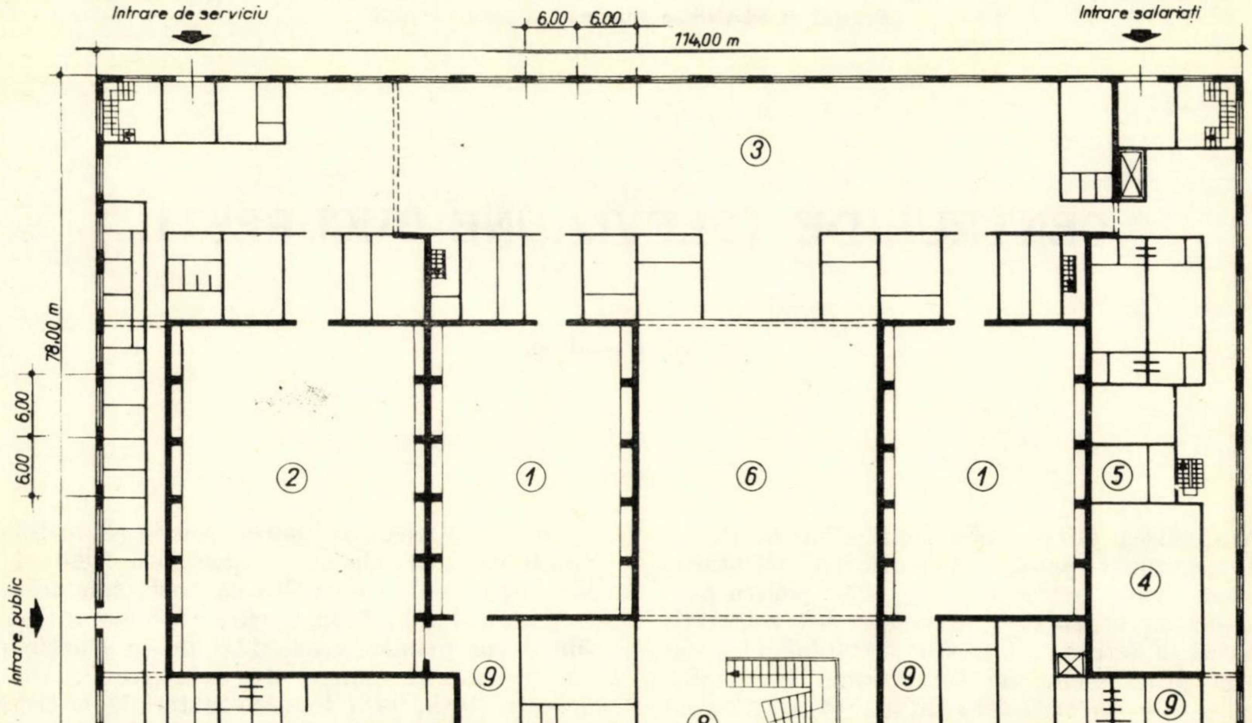


Fig. 1. Corp studiouri — parter

1 — studio de 600 m²; 2 — studio cu public de 800 m²; 3 — premontaj decoruri; 4 — studio muzical; 5 — regie studio muzical; 6 — curte interioară; 7 — zonă cabine actori; 8 — foaier; 9 — tambur de așteptare și intrare a actorilor în studiouri

deservesc în mod distinct diferite funcţiuni ale corpului studiouri.

Al doilea corp din cadrul complexului de televiziune este corpul ateliere în care sînt amplasate funcţiunile de producţie: atelierul de tîmplărie pentru confecţionarea decorurilor, în suprafaţă de 500 m², atelierul de pictură, desfăşurat pe două niveluri, atelierele de butaforie, frunze, flori, croitorie, feronerie, depozitul pentru mobilier aparţinînd diferitelor epoci şi stiluri, depozite pentru păstrarea decorurilor, recuzitei şi costumelor, precum şi un spaţiu, desfăşurat pe două niveluri, pentru premontarea decorurilor. În corpul ateliere este amplasată centrala termică alcătuită din 13 grupuri cu 1 130 m² suprafaţă totală de încălzire, centrala de frig pentru condiţionarea aerului în timpul verii, staţia de aer comprimat pentru acţionarea telescoapelor, reflectoarelor din studiouri, două posturi de transformare electrică şi staţia de hidrofoare.

În corpul tehnic-redacţional, parter + 13 etaje, sînt amplasate mesele de montaj film, sălile de proiecţie şi încăperile pentru activitatea redacţională. La ultimul etaj este echipamentul pentru recepţia şi transmisia emisiunilor realizate prin intermediul carelor de reportaj. În acest scop a fost construit şi un turn de 18 m prevăzut cu patru platforme circulare pentru antene de radiorelee.

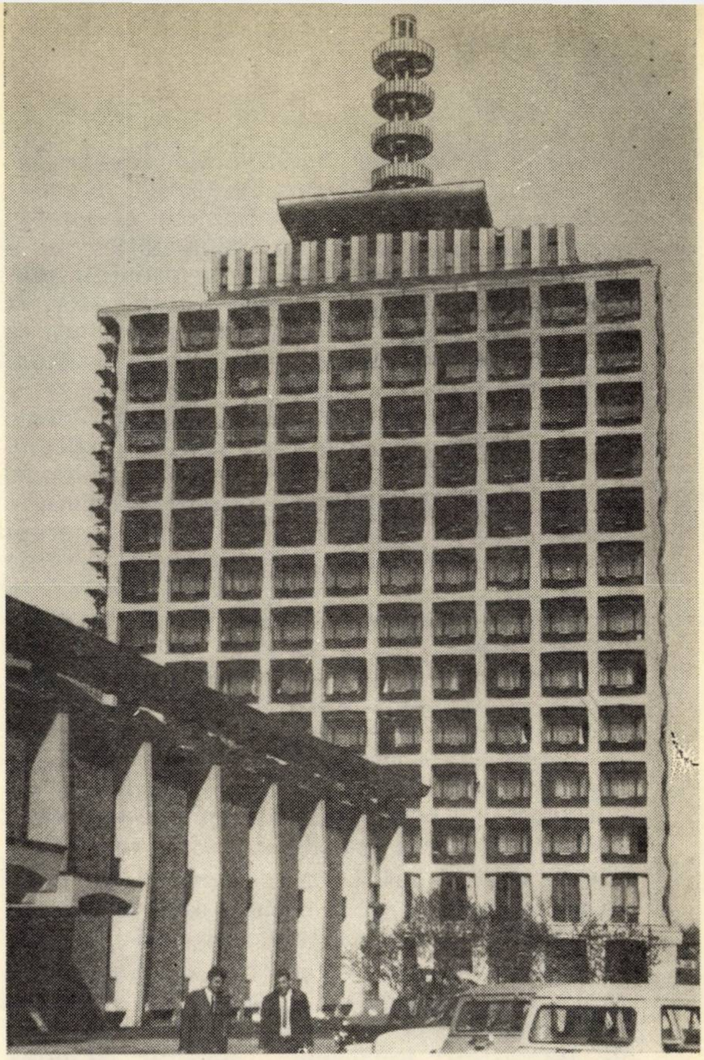
Majoritatea lucrărilor de construcţii şi instalaţii, prevăzute în proiectele celor trei corpuri descrise, au fost terminate. De altfel, capacităţile proiectate au fost puse în funcţiune, în prezent transmiţîndu-se din noul telecentru 55 de ore program săptămînal pe cele două programe.

Cel de-al patrulea corp, subsol + parter, este în prezent în construcţie în faza de structură. El va adăposti funcţiunile laboratorului pentru prelucrarea peliculei de film de televiziune de 16 mm.

Toate spaţiile proiectate vor putea prelua în viitor, prin echipare suplimentară, sarcina de elaborare şi transmisie a programelor de televiziune în culori. În afara posibilităţilor pe care le oferă în acest scop spaţiile realizate în cele patru corpuri descrise mai sus, este asigurată şi posibilitatea unei extinderi care va folosi reţelele edilitare exterioare proiectate în corelaţie cu eventuala creştere a sarcinilor de televiziune şi, în mod deosebit, în corelaţie cu apropiata introducere a televiziunii în culori.

UNELE PROBLEME DE PROIECTARE ŞI DOTARE

Sarcina de a proiecta Centrul de televiziune a fost încredinţată Institutului „Proiect Bucureşti", care a folosit, în cadrul colectivului ce şi-a asumat această mare răspundere, ingineri specialişti din cadrul Radiodifuziunii şi Televiziunii*. Se punea problema realizării într-un timp scurt a întregii documentări necesare proiectării şi execuţiei. Televiziunea română, care a funcţionat mai bine de 10 ani într-un local necorespunzător, cu echipament depăşit sub toate aspectele, trebuia să realizeze în doi ani primele capacităţi de producţie ale noii investiţii. Pentru a se asigura condiţiile impuse de ritmul de execuţie adoptat, Institutul „Proiect Bucureşti" a fost autorizat să proiecteze, prin derogare de la reglementările în vigoare, paralel cu execuţia, părţi de obiecte ale devizului general aprobat, categorii de lucrări şi chiar părţi de categorii. Această derogare a asigurat adaptarea permanentă a proiectului aprobat, permiţînd îmbunătăţirile impuse de necesitatea echipării la cel mai ridicat nivel tehnic în materie de dotări. Prospectarea pieţei mondiale a urmărit realizarea unor importuri la nivelul celor mai avansate realizări în domeniul echipamentului audio-video şi la preţurile cele mai scăzute. Această acţiune a constituit preocuparea de bază a beneficiarului şi proiectantului pe toată durata elaborării proiectului şi a execuţiei.


Corpul tehnic-redacţional

Lipsa unei experienţe în acest domeniu a pus dificile probleme proiectantului, beneficiarului şi în special executantului, Direcţia generală de construcţii montaj a Consiliului popular al municipiului Bucureşti. Determinarea dimensiunilor optime care să asigure îndeplinirea sarcinilor în continuă creștere ale televiziunii, determinarea fluxurilor și legăturilor funcționale care să asigure efort minim în elaborarea programelor, determinarea capacităților și a parametrilor tehnici ai echipamentului în concordanță cu sarcinile, alegerea utilajelor, a determinat nenumărate analize, consultații și deplasări pentru informare la furnizorii străini și la televiziunile europene.

---

* Şeful proiectului Centrului de televiziune este arh. Tiberiu Ricci.

Dar nu numai echipamentul a pus probleme de proiectare. O primă și dificilă problemă au constituit-o fundațiile corpului studiouri și ale blocului tehnic-redacțional, amplasate în umplutura foarte recentă a vechii gropi Mornand, peste care s-a amenajat spațiul verde ce a fost pus la dispoziție pentru construirea Centrului de televiziune. Pentru a realiza etanșeitatea subsolului 2, în care sînt amplasate instalațiile de condiționare ale corpului studiouri, la cca 2 m sub nivelul apelor subterane, a fost necesară realizarea unei rețele de grinzi de beton armat pe puțuri avînd adîncime de fundare variind între 9 și 16 m, peste care s-a executat structura unei cuve cu radier general desfășurată pe cca 50 % din suprafața construită.

Corpul studiouri a fost împărțit în 10 tronsoane delimitate prin rosturi care le asigură o perfectă individualitate spațială (fig. 2).

În tronsoanele V, VI și VII s-au realizat cele trei studiouri mari, iar în tronsonul VIII cele două studiouri cu destinație specială : studioul de înregistrări muzicale, desfășurat pe două niveluri, și studioul de actualități de la etaj. Tot corpul studiouri are un subsol la cota — 4,10 m, cu excepția tronsoanelor I, II, III și X care au și subsolul 2 pentru ventilatoare și grupuri de condiționare.

În figura 3 este prezentată soluția de fundare a unui tronson (tronsonul VII) aferent studioului 1, de 600 m².

S-au realizat două categorii de puțuri în funcție de diametrul proiectat. Pentru puțurile cu diametru de 150 cm, săpăturile au fost efectuate cu ajutorul unei virole-cuțit montată la cota indicată în proiect, în groapa de excavație generală. Adîncimea de săpare a fost determinată de cota la care se găsea stratul de balast, în care s-a prescris o încastrare de cca 1 m a chesonului.

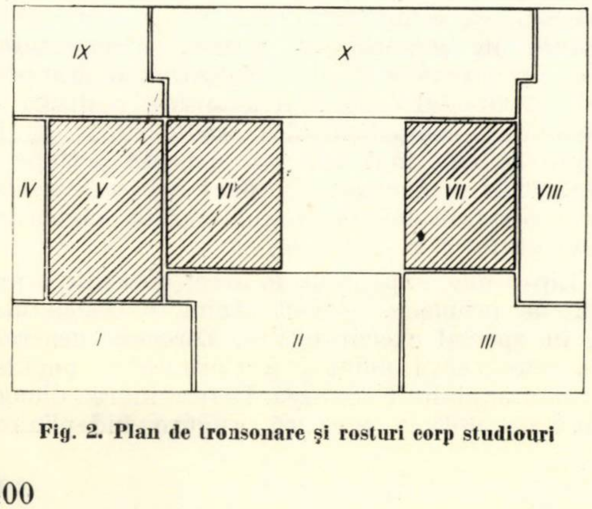


Fig. 2. Plan de tronsonare și rosturi corp studiouri

Pentru puțurile de diametru mai mare, Ø 220, Ø 250, Ø 280 cm s-au prevăzut chesoane monolit (fig. 4).

La turnarea chesonului pe porțiuni de 2—2,5 m s-au folosit cofraje de PFL și caloți de dulapi de brad cărora li s-a asigurat o folosire rațională, care s-a înscris în analizele de consumuri unitare prevăzute în proiect.

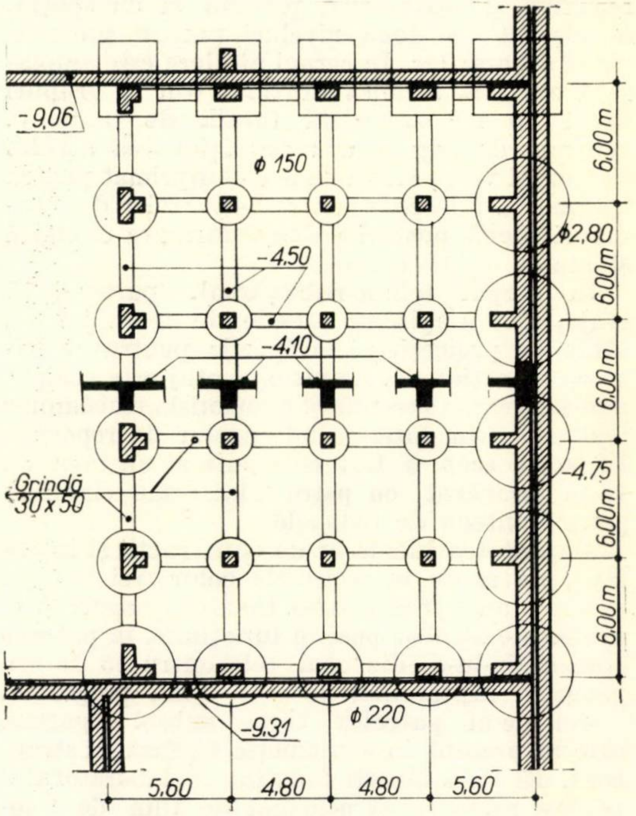


Fig. 3. Plan fundații tronson VII (studioul 1 de 600 m²), corp studiouri

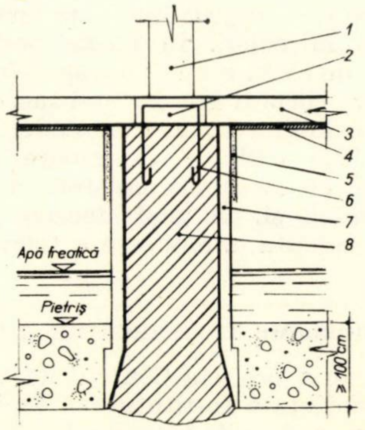
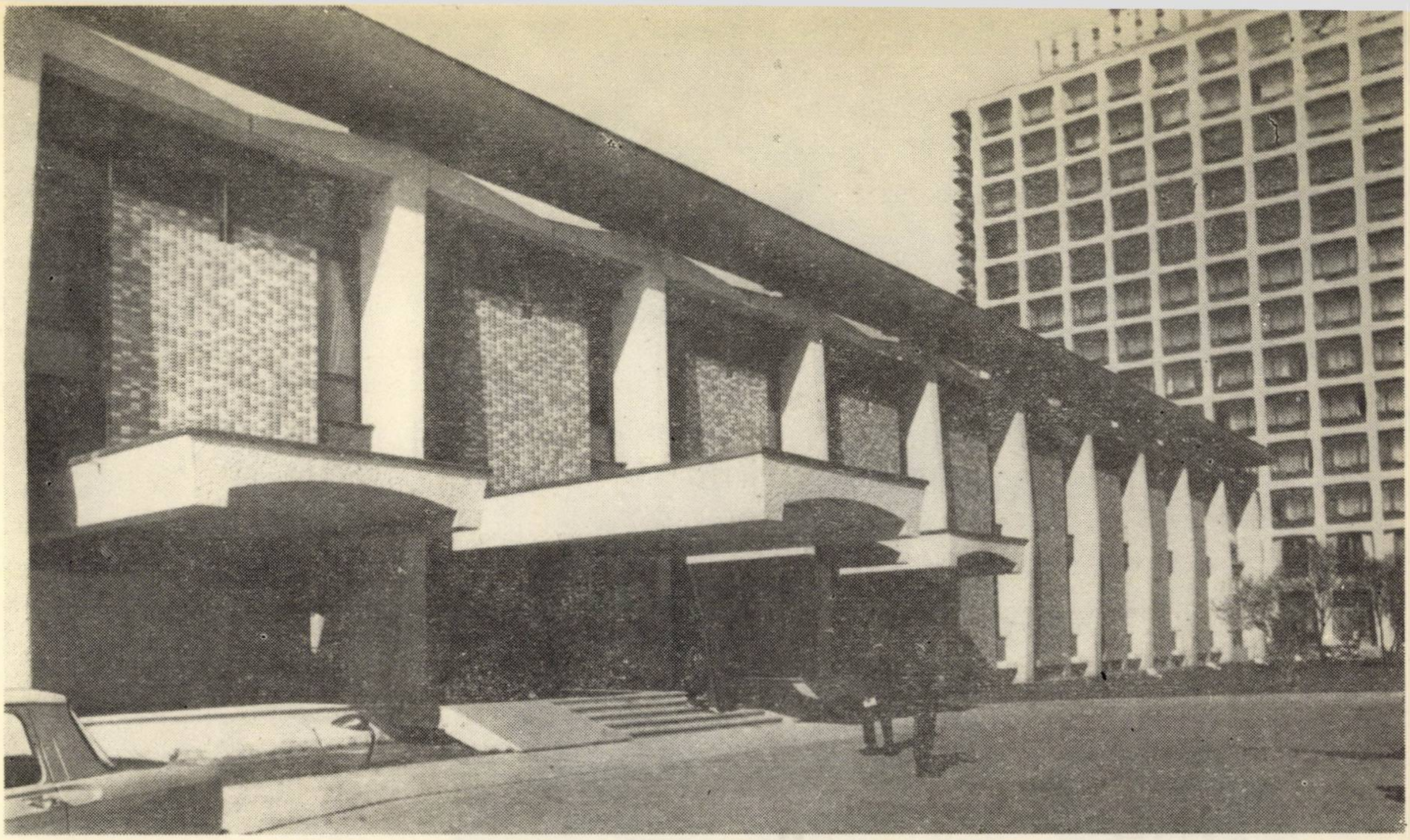


Fig. 4. Secțiune printr-un cheson monolit

1 — stîlp B 200 ; 2 — cuzinet b.a. B 150 ; 3 — grinzi b.a. B 150 ; 4 — beton de egalizare 10 cm ; 5 — zonă matată cu nisip în tot timpul penetrării chesonului pentru a asigura o ghidare corectă ; 6 — bare de legare a cuzinetului de puț ; 7 — B 150 în pereții chesonului turnat la fața locului ; 8 — B 100 în corpul chesonului.



Intrarea corpului studiouri

În figurile 4 și 5 se arată elementele proiectate pentru chesoanele de diametre 220—280 cm.

Pentru cele trei studiouri mari, structura de rezistență a trebuit să realizeze condițiile pentru susținerea unei grile metalice, suspendate la înălțimea de 11 m, pe care să se poată deplasa, în două direcții perpendiculare, pe toată suprafața studiourilor, cele 150—180 reflectoare de diferite mărimi, susținute de telescoape acționate cu aer comprimat, deasupra platourilor (fig. 6 și 7).

De asemenea, structura de rezistență a studiourilor mari, în special cele patru ferme metalice din studiourile de 600 m² și respectiv cele cinci din studioul de 800 m², de deschidere 19 și 22 m, a trebuit să susțină și instalațiile pentru manevrarea decorurilor în diferite puncte ale platourilor, a celor două pasarele de circulație dispuse pe conturul studiourilor la nivelul regiilor tehnice și la nivelul grilei pentru reflectoare, precum și tubulatura pentru ventilație dispusă sub placa de acoperiș.

O altă problemă tehnică a fost aceea a tratamentului acustic din încăperile în care se desfășoară activitatea de urmărire, elaborare și transmitere a programelor. În acest scop s-a folosit experiența dobîndită în domeniul tratamentului fonic la studiourile de radio din București și la studiourile teritoriale.

Pentru finisaj au fost adoptate soluții clasice, folosindu-se materiale existente în producția curentă din țara noastră : P.V.C. în încăperile destinate activității redacționale și artistice, tapet semilavabil pe pereții culoarelor corpului tehnic-redacțional și în încăperile destinate actorilor, vopsea de ulei aplicată pe calciovecchio la culoarele corpului studiouri, marmură în foaiere și la scările principale. În studiouri, pardoseala a fost realizată cu P.V.C. pe suport textil de 4,5 mm grosime. Ea trebuie să suporte condițiile care impun vopsirea și spălarea repetată în funcție de prevederile scenariilor. Cantitatea mare de apă necesară pentru spălarea pardoselii creează dificultăți în întreținerea și exploatarea pardoselii de linoleum.

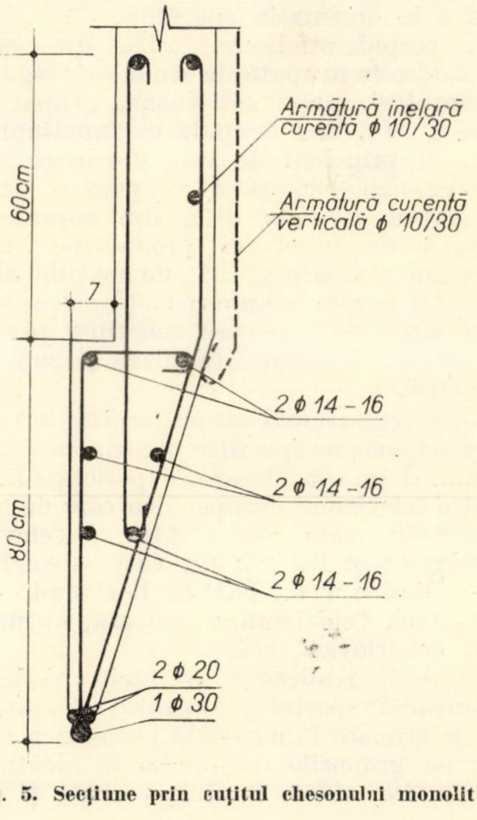

Armătură inelară curentă ϕ 10/30
Armătură curentă verticală ϕ 10/30
60cm
7
2 ϕ 14-16
2 ϕ 14-16
80 cm
2 ϕ 14-16
2 ϕ 20
1 ϕ 30

Fig. 5. Secțiune prin cuțitul chesonului monolit

Vedere din calea Dorobanţi. În stînga : corpul ateliere ; în dreapta : corpul tehnic redacţional

Sub acest aspect, problema nu este rezolvată optim.

Se dau mai jos cîteva date caracteristice cu privire la destinaţia spaţiilor :

În corpul studiouri, 10% din suprafaţa realizată este ocupată de studiouri, regii, cabine comentatori, grupul telecinema, grupul de înregistrări, 64% este ocupată de funcţiunile auxiliare, în principal de cele destinate actorilor şi pregătirii lor, şi 17% pentru circulaţie. La corpul ateliere, 61% din suprafaţă este ocupată de funcţiuni productive, 19% de funcţiuni auxiliare şi 19% de spaţiile de circulaţie. La corpul tehnic-redacţional, aceste procente sînt : 63% pentru funcţiuni productive, 9% pentru funcţiuni auxiliare şi 20% pentru circulaţie.

Indicii arătaţi mai sus au rezultat din considerarea tehnologiei specifice fiecărui corp în parte, precum şi din considerarea experienţei dobîndite de alte televiziuni europene cu care au avut loc consultaţii, cum sînt : ABC Television — Teddington şi BBC White City — Anglia ; Baden — Baden T.V., N.D.E. Lockstad — R.F. a Germaniei, Televiziunea franceză, ungară, bulgară, cehoslovacă etc.

Proiectul realizează cerinţele moderne de organizare în spaţiul arhitectural adoptat, adică :

— o grupare funcţională perfectă a studiourilor cu grupurile de producţie alcătuite din regie audio, video, lumină, precum şi cu spa-

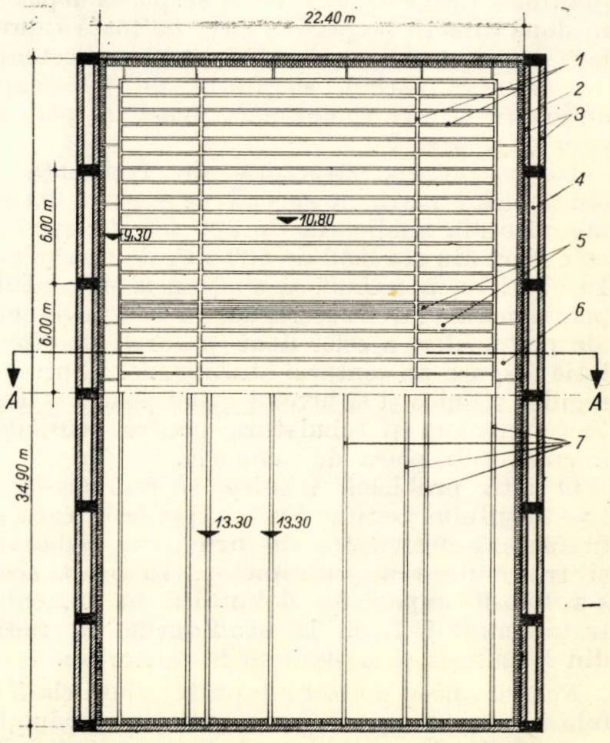


Fig. 6. Secţiune orizontală prin studioul de 800 m²

1 — căi de rulare a telescoapelor ; 2 — tratament acustic ; 3 — zidărie de cărămidă ; 4 — gol pentru canale de ventilaţie ; 5 — grilă pentru circulaţie oameni şi telescoape de susţinere a reflectoarelor ; 6 — pasarelă de acces ; 7 — grindă metalică profil montată pe talpa inferioară a fermelor de acoperiş.

țiile auxiliare imediate (recuzită, aparataj, cameră de cabluri etc.);

— o grupare economică a tuturor studiourilor, realizînd astfel trasee scurte de cabluri între acestea și sala centrală de aparataj, telecinema, telerecording etc.;

— legătura directă și ușoară a spațiilor de premontaj decoruri, costume, cu toate platourile de lucru;

— separarea fluxurilor de circulație ale celor trei funcțiuni distincte: tehnicieni, personal de montaj și artiști interpreți;

— gruparea judicioasă a încăperilor în care se produc zgomote, separat de încăperile izolate acustic, pentru ca structura și izolațiile acestora din urmă să fie rațional și economic realizate;

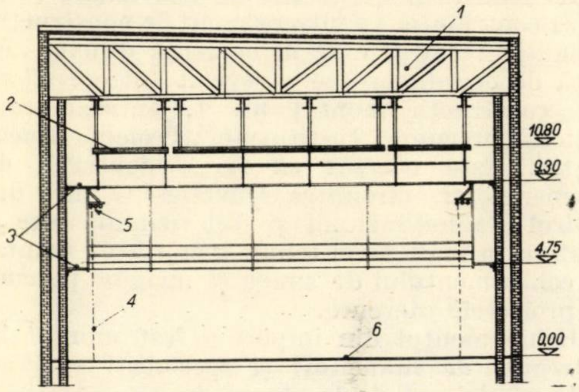


Fig. 7. Secțiune A — A prin studioul de 800 m²

1 — fermă metalică; 2 — grilă pentru circulația oamenilor și a telescoapelor de susținere a reflectoarelor; 3 — pasarele de circulație; 4 — fundale de pînză; 5 — căi de rulare fundale de pînză; 5 — căi de rulare fundale; 6 — platou de 800 m².

— dispunerea de lumină și aerisire naturală pentru toate încăperile care, prin fluxul tehnologic, permit aceste rezolvări;

— realizarea fluxului tehnologic optim pentru încăperile tehnice de aparataj specific și posibilitatea intervenției maleabile la traseele de cabluri care impun continuă supraveghere, modificări și completări;

— posibilitatea realizării și dării în exploatare treptată a complexului, conform situațiilor particulare cerute de obiective;

— prevederea spațiilor pentru instalația de ventilație suplimentară necesitată de televiziunea în culori.

UNELE PROBLEME ALE EXECUȚIEI

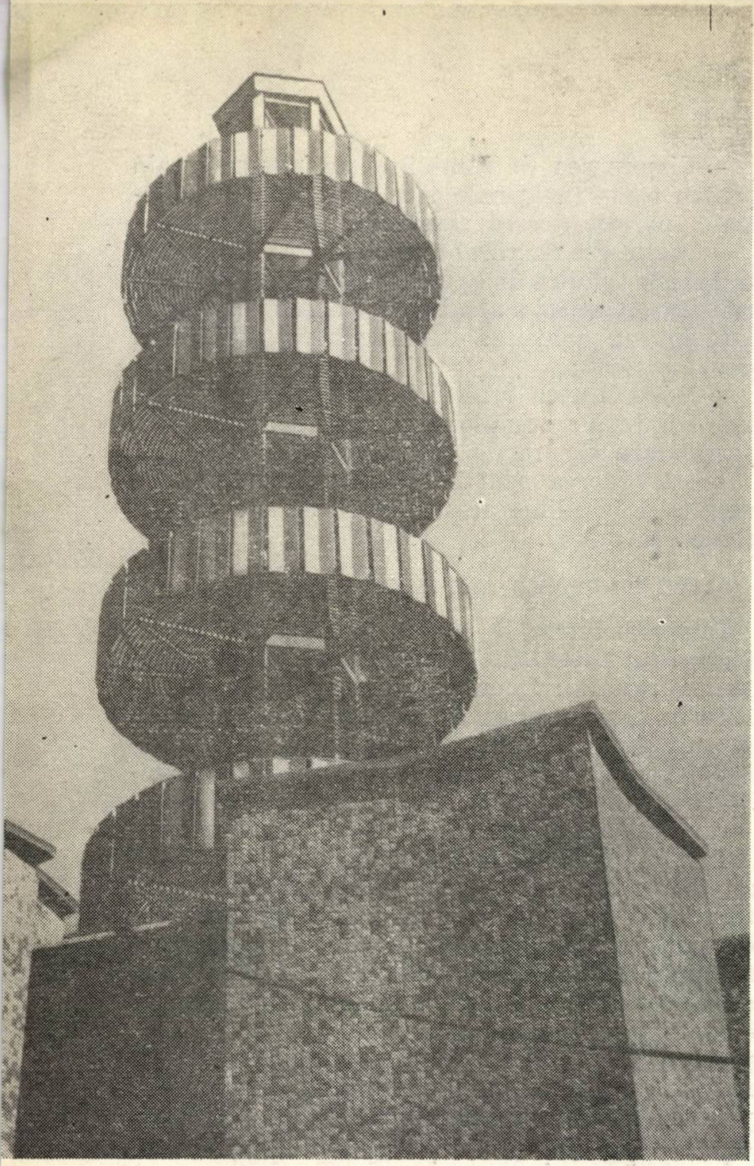
Întreprinderea de construcții montaj nr. 1 din cadrul D.G.C.M. * a primit sarcina de antreprenor general. Lucrările au început în aprilie 1966 în baza unui grafic care prevedea punerea în funcțiune a primei etape, — un studio de 600 m², un studio de crainic și studioul de actualități cu funcțiunile tehnice și artistice aferente — în luna aprilie 1968.

Pentru punerea în funcțiune a primei etape au fost necesare eforturi îndreptate în sensul terminării în numai doi ani a tuturor lucrărilor de construcții și instalații ale obiectelor de folosință comună, cum sînt rețelele exterioare de alimentare cu apă, alimentare cu energie electrică, gaze, a rețelelor termice și frigorifice, precum și a rețelelor de canalizare. A mai fost necesară, de asemenea, concentrarea eforturilor pentru terminarea centralei termice, a centralei

---

* Condusă de ing. Aurel Pizo, director general.

Corp studiouri; foaier principal



de frig, a punctului de alimentare şi a posturilor de transformare electrică, a staţiei de hidrofoare şi a reţelei de drumuri interioare.

Complexitatea instalaţiilor şi densitatea lor au pus probleme de coordonare foarte dificile. Cu toată atenţia acordată acestui aspect al execuţiei nu s-a putut asigura, pentru toate categoriile de lucrări, succesiunea tehnologică optimă. În unele cazuri a fost necesară activitatea de corecţie a unor părţi de lucrări executate anterior, pentru completări şi îmbunătăţiri. Aceste situaţii n-au influenţat însă rezultatele generale economice, ele fiind considerate inerente într-o activitate de construcţii-montaj dificilă şi complexă în care principalul obiectiv l-au constituit termenele şi ritmul.

La realizarea Centrului de televiziune şi-au adus contribuţia 14 întreprinderi de construcţii-montaj. Aceasta pune în evidenţă dificila sarcină de coordonare ce a revenit Întreprinderii de construcţii montaj nr. 1, antreprenorul general, precum şi Institutului „Proiect—Bucureşti". Este necesar să fie evidenţiată, de asemenea, şi activitatea Direcţiei tehnice din cadrul Radiodifuziunii şi Televiziunii, care a realizat la înalt nivel tehnic lucrările de montaj al echipamentului de sunet şi imagine precum şi proiectele aferente.

Echipamentul din import a fost montat în întregime de muncitori şi specialişti români.

După doi ani de la darea în exploatare a primei etape, putem afirma că parametrii proiectaţi au fost realizaţi si că se poate asigura calitatea tehnică a programelor de televiziune.

← **Turnul pentru antenele de radioreleu**

HOTELUL „INTERCONTINENTAL" DIN BUCUREŞTI

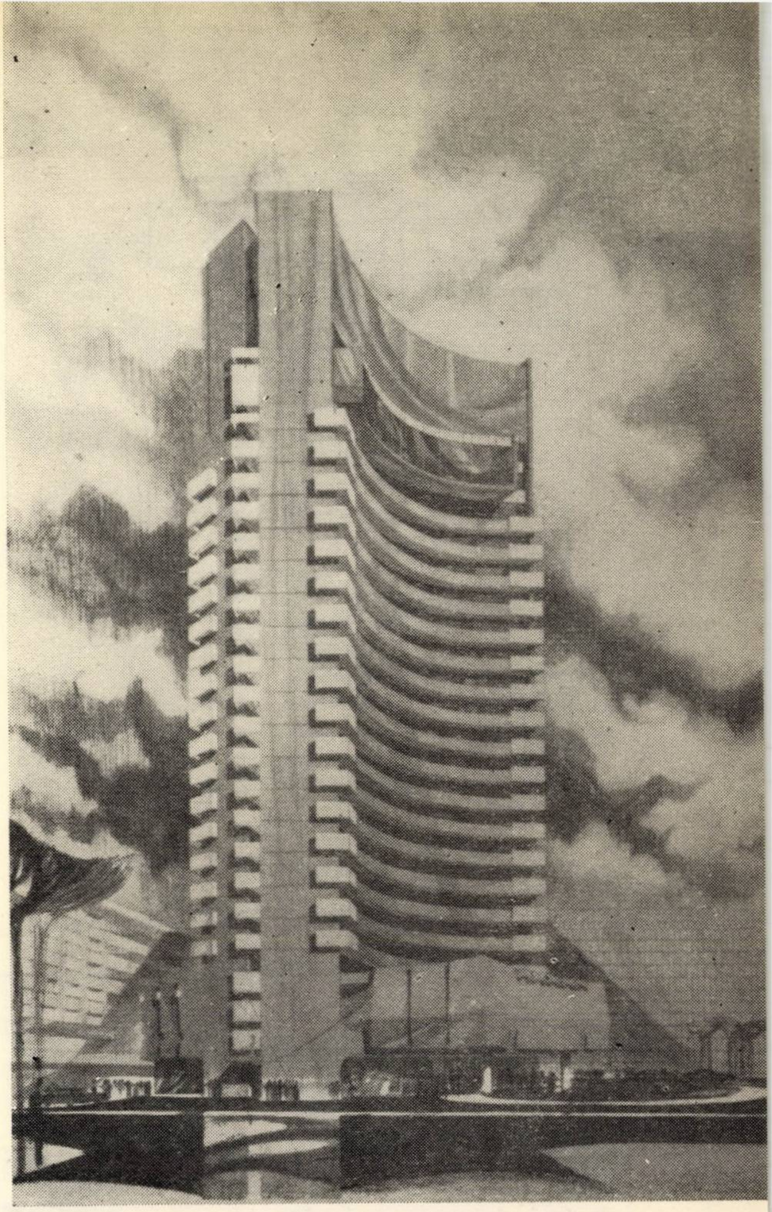


Fig. 1.

PROBLEME PRIVIND PROIECTAREA STRUCTURII DE REZISTENŢĂ*

Ing. **Mircea Neicu**, prof. dr. ing. **Virgiliu Florian**

Hotelul „Intercontinental", rezultat al cooperării internaţionale dintre O.N.T. din R. S. România şi firma Intercontinental Hotels Corporation (I.H.C.) din S.U.A., se construieşte în cadrul ansamblului urbanistic al pieţei N. Bălcescu din Bucureşti (fig. 1), după proiectul realizat în Institutul de proiectare „Proiect-Bucureşti" (I.P.B.). Prin înălţimea sa (cca 86 m), el va fi cea mai înaltă clădire din România.

Suprafaţa totală construită este de circa 40 000 m^2 — în care nu este inclus subsolul — repartizată pe parter, 23 de niveluri complete şi trei niveluri parţiale (fig. 2). Un nivel curent (complet) are cca 1 465 m^2.

Capacitatea totală a hotelului este de 440 de camere convenţionale cu două paturi.

În cele ce urmează se prezintă numai unele probleme ridicate de proiectarea structurii propriu-zise a hotelului, întrucît, în ansamblu, acesta este completat — pe primele două niveluri — cu trei anexe amplasate în părţile concave ale clădirii (fig. 3). Acestea reazemă doar, prin intermediul unor console, pe stîlpii marginali ai structurii propriu-zise, pe care îi supraîncarcă cu sarcinile verticale aferente şi nu contribuie deci la rigidizarea structurii. De asemenea, subsolul clădirii se întinde pe o suprafaţă cu mult mai mare (fig. 4).

---

* Colectivul care a efectuat calculele propriu-zise de rezistenţă a fost format din :

— ing. Mircea Neicu — şeful proiectului de rezistenţă, ing. Zefir Apostol ; ing. Dan Danielopol ; ing. Şerban Constantinescu ; ing. Anton Şapira ; ing. Niculae Radu.

Colectivul care a efectuat calculele la sarcini orizontale şi a elaborat algoritmul respectiv de calcul a fost alcătuit din :

— prof. dr. ing. Virgiliu Florian ; conf. dr. ing. Niculae Ţopa ; asist. ing. Mircea Grigoriu ; ing. Felix Costinescu.

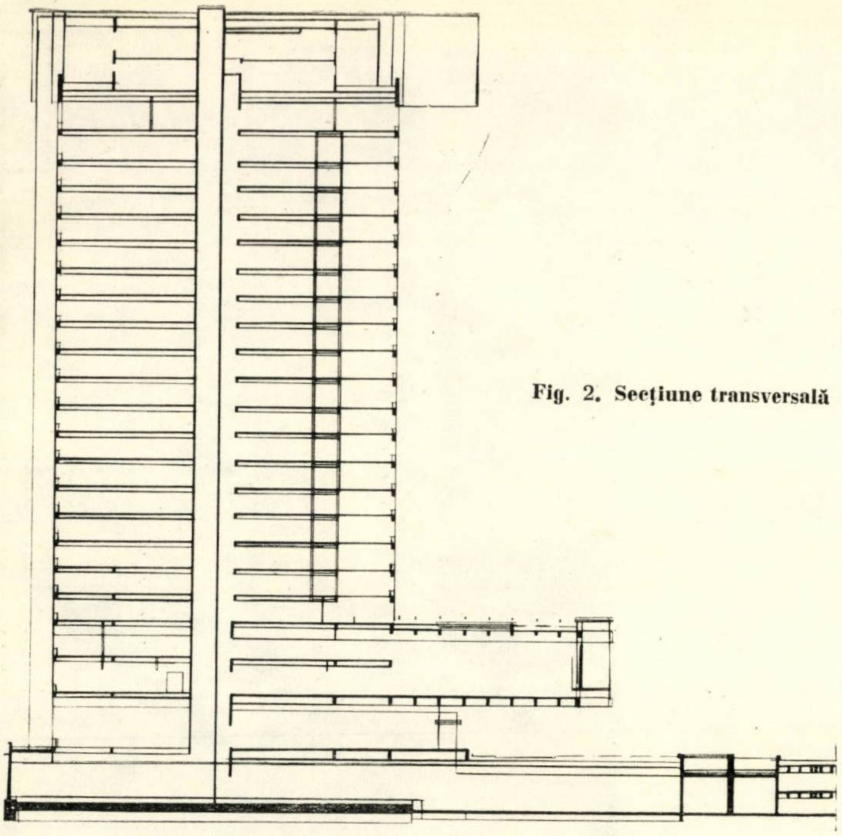


Fig. 2. Secțiune transversală

1. STRUCTURA DE REZISTENȚĂ

Încadrîndu-se în soluția de arhitectură, cu secțiunea curentă în treflă (fig. 5), cu camerele de cazare amplasate în cele trei elemente curbe laterale și cu miezul format de grupul de ascensoare de mare viteză, mărginit de culoarele de acces în camerele de cazare, structura de rezistență a necesitat un studiu deosebit, atît în ceea ce privește materialul folosit, cît și sistemul de fundare, elementele structurale ș.a.

De exemplu, structura de rezistență a trebuit să facă posibilă crearea unor spații mari, la primele niveluri, necesare recepției, restaurantelor, sălilor de festivități, conferințe etc., precum și să evite prezența decroșurilor pe care le-ar fi putut produce stîlpii sau grinzile în camerele de cazare.

a) **Fundația**

În ceea ce privește sistemul de fundare al construcției (exclusiv al anexelor laterale), soluția adoptată a trebuit să țină seamă, în primul rînd, de termenul scurt de dare în folosință a clădirii.

Au fost studiate următoarele variante:

— cu unul sau cu două subsoluri;

— fundare indirectă pe piloți de tip Benotto de diametru mare;

— fundare directă pe radier.

Pentru a evita dificultățile pe care le-ar fi creat necesitatea evacuării apei din incinta săpăturilor în timpul execuției, precum și izolațiile speciale hidrofuge (cota pînzei freatice găsindu-se între + 73,57 m și +73,84 m), s-a ales soluția cu un singur subsol și fundația pe radier general.

Studiile geotehnice, efectuate pe baza a patru foraje executate pe amplasamentul hotelului, au stabilit sub acesta o succesiune pe verticală de straturi orizontale argiloase intercalate cu straturi de nisip. Din încercările de laborator, pe probe netulburate, a rezultat că terenul de fundare poate fi considerat

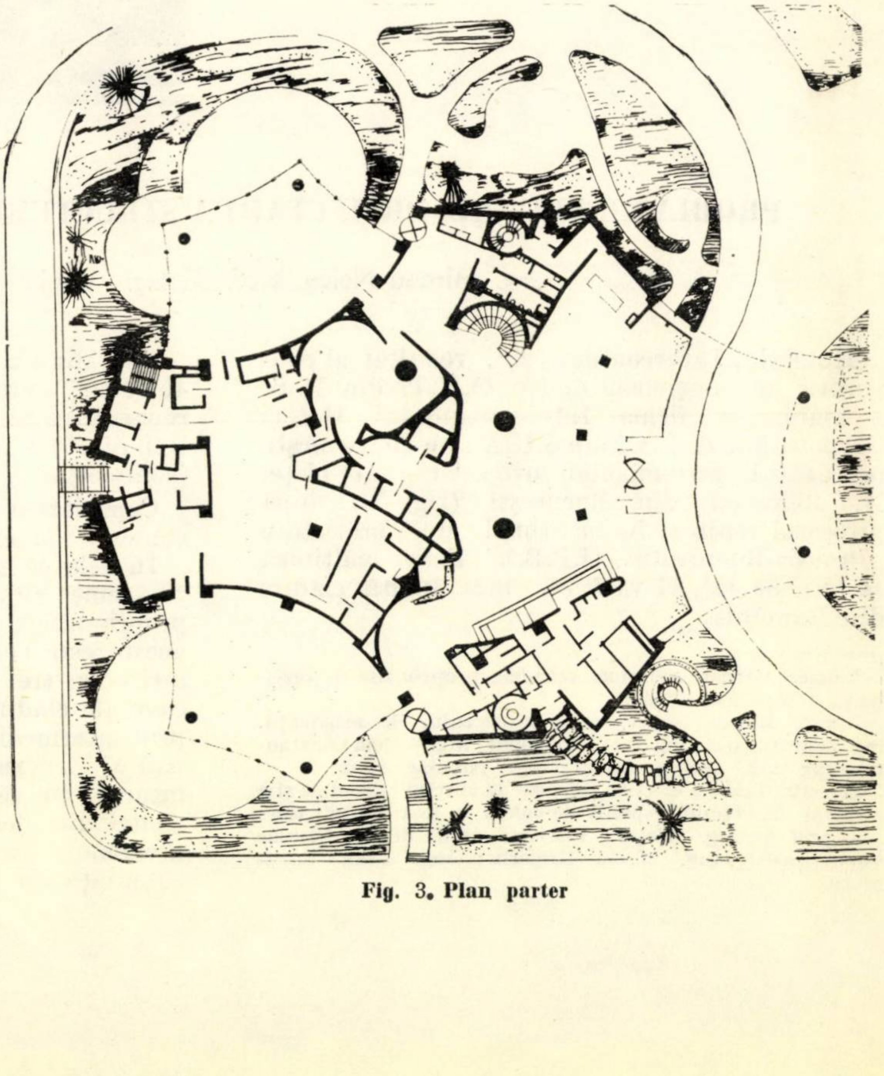


Fig. 3. Plan parter

ca foarte bun, admițînd o presiune de 3 kgf/cm² și tasări probabile (sub sarcina totală a construcției) de 10–12 cm.

În ceea ce privește radierul, au fost studiate comparativ soluțiile :

— placă cu grinzi normale ;
— placă cu grinzi întoarse ;
— dală groasă.

S-a adoptat ultima soluție, pe baza criteriului consumului de oțel și al rigidității.

Din calcule a rezultat o grosime generală a dalei de 1,80 m, cu îngroșări sub stîlpi și adînciri pe contur.

Pentru a permite tasarea neuniformă a terenului de fundație (în partea centrală față de capetele treflei), turnarea betonului în radier s-a făcut cu lăsarea a trei rosturi (fără întreruperea armăturii), în care betonul a fost turnat ulterior (fig. 6).

Executarea fundației (subsol plus radier) a necesitat excavarea pămîntului pe o adîncime de cca 7 m (fig. 7). În consecință, presiunea medie netă admisibilă (după scăderea sarcinii geologice) pe teren rezultă de cca 1,8 kgf/cm², uniformizarea presiunilor realizîndu-se însă numai în stratul de nisip aflat la 6 m sub talpa radierului.

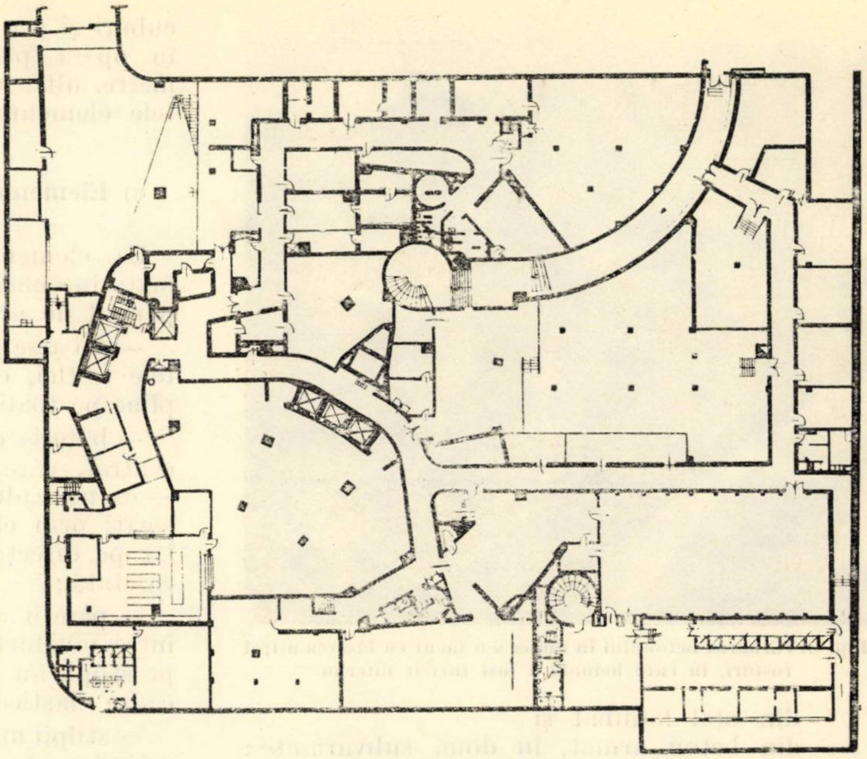


Fig. 4. Plan subsol

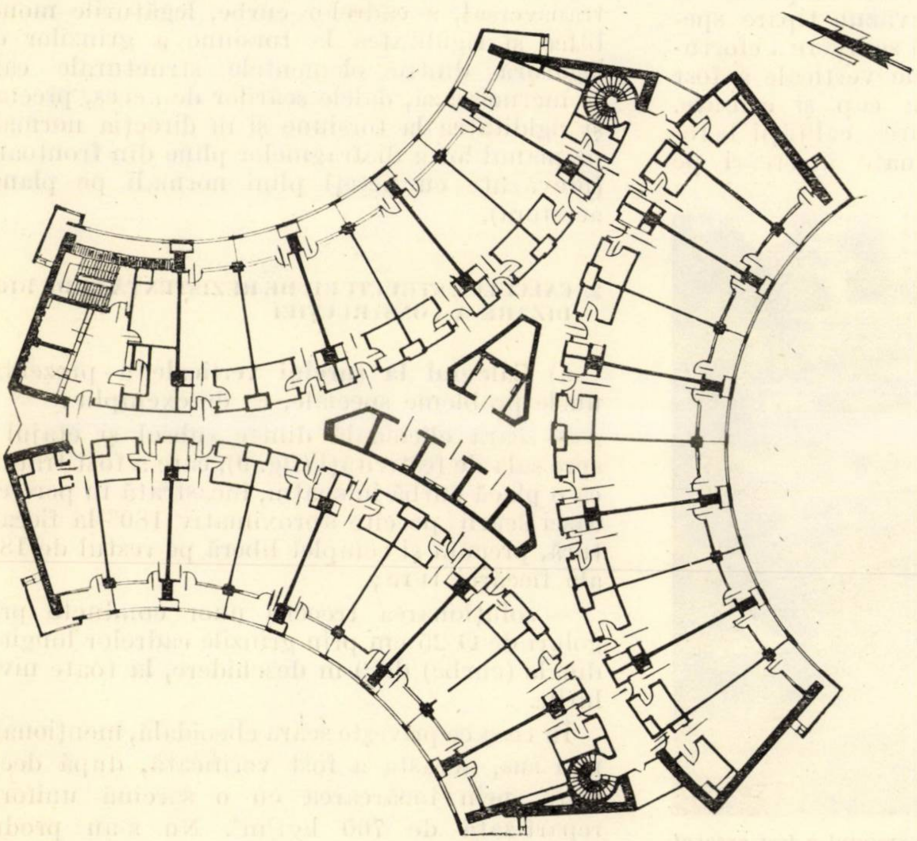


Fig. 5. Plan etaj curent

b) Materialele folosite în structura de rezistență și rigidizare a construcției

În ceea ce privește materialele din care s-a realizat structura de rezistență, au fost studiate două variante, și anume :

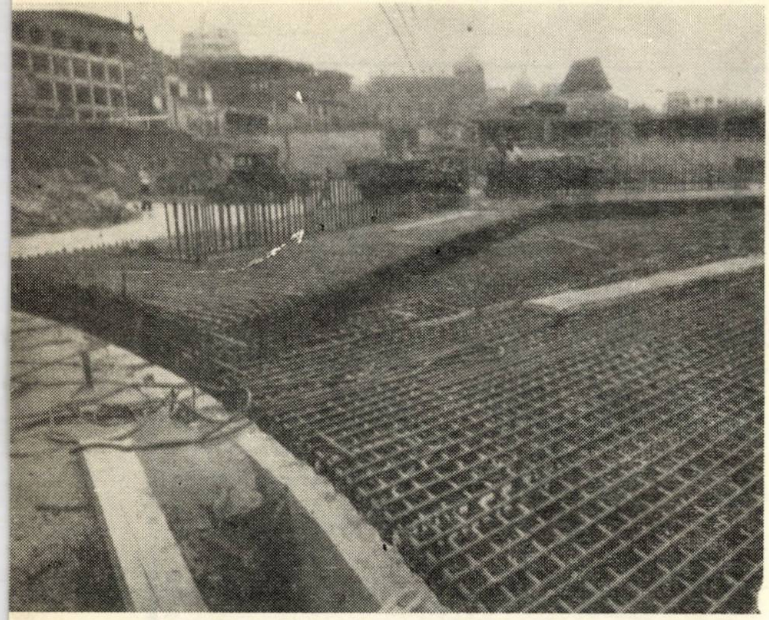


Fig. 6. Turnarea betonului în radier s-a făcut cu lăsarea a trei rosturi, în care betonul a fost turnat ulterior

— din oțel laminat și

— din beton armat, în două subvariante:

  — cu armătură rigidă și

  — cu armătură elastică.

Punînd la bază criteriul privind termenul scurt de dare în exploatare, a fost aleasă varianta din beton armat cu armătură elastică, cu folosirea unui beton de marcă B 400 și a oțelului-beton PC 52.

De asemenea, pentru o bună amplasare a armăturii în stîlpi s-au prevăzut tipare speciale (fig. 8), iar pentru o bună scurgere a eforturilor, armătura din elementele verticale a fost înnădită prin sudare cap la cap și eclisare.

În ceea ce privește urmărirea calității betonului folosit, au fost efectuate încercări pe cuburi și s-a verificat rezistența betonului pus în operă prin metode nedistructive (sclerometre, ultrasunete și pe carote forate în diferitele elemente de rezistență).

Fig. 7. Pentru executarea fundației, pămîntul a fost excavat pe o adîncime de cca 7 m

c) Elementele structurale

Ca elemente structurale verticale au fost luate în considerare toate elementele oferite de partiul de arhitectură, și anume:

— cei șase pereți de calcan (fronton) din capetele treflei, care au fost folosiți ca diafragme pline pe toată înălțimea construcției;

— bateria de lifturi și liftul izolat din miezul central, care au fost tratate — pe o direcție — ca un cadru portal (cu stîlpi groși, casetați, legați prin cîte patru grinzi la fiecare nivel), iar pe direcția normală, ca o diafragmă plină casetată;

— pereții plini dintre camerele de cazare între nivelurile 6—21, respectiv 5—21, așezați pe stîlpi, au fost tratați ca diafragme pline pe cadre elastice, iar

— stîlpii marginali și centrali (respectiv bulbii pereților de mai sus), împreună cu grinzile care încadrează cele trei elemente curbe laterale, în care sînt amplasate camerele de cazare, au fost tratați drept cadre, acestea considerîndu-se însă cu articulații în mijlocul grinzilor respective (în calculul la sarcini orizontale).

Rezerva de rezistență a construcției la contravîntuire o constituie astfel rigiditatea, în sens transversal, a cadrelor curbe, legăturile monolitice și rigiditatea la torsiune a grinzilor de legătură dintre elementele structurale care se încrucișează, dalele scărilor de acces, precum și rigiditatea la torsiune și în direcția normală pe planul lor a diafragmelor pline din frontoane (prevăzute cu pereți plini normali pe planul acestora).

2. CALCULUL STRUCTURII DE REZISTENȚĂ ȘI DE RIGIDIZARE A CONSTRUCȚIEI

a) **Calculul la sarcini verticale** a prezentat unele probleme speciale, ca de exemplu:

— scara elicoidală dintre subsol și etajul I spre sala de festivități (fig. 9), care a fost tratată ca o placă curbă în spațiu, încastrată în peretele casei scării pe cîte aproximativ 180° la fiecare tură, precum și complet liberă pe restul de 180° ale fiecărei ture;

— soluționarea trecerii unor conducte prin goluri de Ø 25 cm prin grinzile cadrelor longitudinale (curbe) de 9 m deschidere, la toate nivelurile.

În ceea ce privește scara elicoidală, menționată mai sus, aceasta a fost verificată, după decofrare, prin încărcarea cu o sarcină uniform repartizată de 700 kgf/m². Nu s-au produs fisuri, iar săgețile nu au atins valorile calculate.

— De asemenea, o problemă importantă a ridicat-o armarea stîlpilor centrali care, la subsol, trebuie să poată prelua sarcini axiale de cca 1 700 t, rezultate din sarcina gravitațională și din încărcarea indirectă din acțiunea orizontală. S-au utilizat în acest scop două rînduri de fiare, din care cele de la interior de Ø 40 mm (fig. 10).

b) **Calculul la sarcini orizontale seismice și din vînt** a trebuit să rezolve următoarele probleme :

— calculul perioadelor proprii de vibrație ale unei structuri alcătuite din elemente eterogene (diafragme pline, diafragme pe cadre elastice, cadru portal cu stîlpi disproporționați față de riglele de legătură, cadre curbe), toate dispuse pe diferite direcții ;

— calculul sarcinii seismice pe întreaga structură în primele trei moduri de vibrație a acesteia ;

— repartizarea sarcinilor seismice totale, precum și a sarcinii totale din vînt la fiecare element structural în parte.

În conformitate cu prescripțiile oficiale prevăzute în Normativul P 13-63, calculul seismic s-a făcut pentru un cutremur de gradul 8 (după scara Richter).

Calculul spațial al structurii la sarcini orizontale s-a făcut în ipoteza perfectei rigidități a planșeelor în planul lor, a lipsei de rigiditate în direcție normală pe acest plan, precum și a posibilității descompunerii structurii de rezistență în elemente plane verticale (de asemenea lipsite de rigiditate în direcție normală pe planul lor).

Pentru rezolvarea problemelor de mai sus a fost elaborat un algoritm de calcul [1] ; [2], care — în linii mari — constă din următoarele :

— *Alcătuirea matricelor deplasărilor unitare „a" pentru fiecare tip „l" de element structural.* Această operație este precedată de ridicarea nedeterminării statice (sau geometrice) a acestor elemente (acolo unde este cazul). Se menționează că, în calculele respective, a fost absolut necesară luarea în considerare a forței tăietoare în elementele late (diafragme pline, stîlpii groși casetați), precum și a forței axiale în stîlpii care susțin diafragmele pline, eforturi care au o mare importanță în cazurile arătate.

— *Alcătuirea matricelor reacțiunilor unitare pentru fiecare tip de element structural în parte*, prin inversarea matricelor deplasărilor unitare respective :

$$r_l = a_l^{-1}. \qquad (1)$$

— *Alcătuirea matricelor reacțiunilor unitare pe întreaga structură, pe două direcții rectangulare principale de rigiditate.* Se menționează că, în cazul hotelului Intercontinental, structura, neprezentînd două axe de simetrie rectangulare, va avea și oscilații de torsiune. S-a apreciat însă că structura prezintă totuși o cvasisimetrie pe direcțiile principale ale miezului, alcătuit din bateria de lifturi centrale și liftul izolat. Acest fapt, coroborat cu prezența unor elemente de mare rigiditate (diafragmele pline) în frontoanele structurii, va avea ca efect încărcarea elementelor structurale cu sarcini mai mici din oscilațiile de torsiune, decît cele rezultate din oscilațiile de translație a planșeelor pe cele două direcții de cvasisimetrie, întrucît la oscilațiile de torsiune participă toate diafragmele pline cu întreaga lor rigiditate, în timp ce la oscilațiile de translație aceste diafragme participă cu rigidități mult reduse (datorită înclinării lor față de direcția oscilațiilor respective).

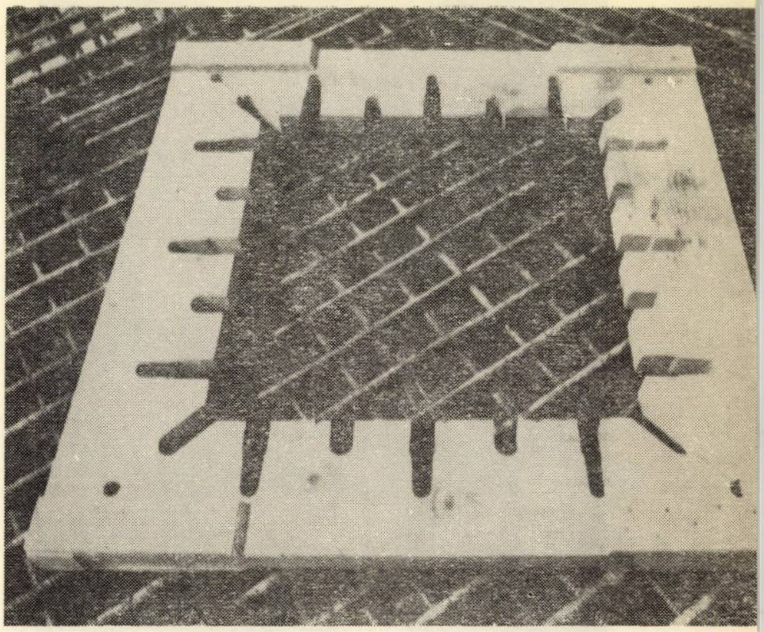


Fig. 8. Tipare pentru amplasarea armăturii în stîlpi

Avînd în vedere cele de mai sus, timpul scurt avut la dispoziție pentru efectuarea calculelor respective, precum și lipsa unor precizări în această privință (stabilirea unor coeficienți seismici speciali în funcție de perioadele proprii de oscilație din torsiune) în normativele de calcul la cutremure cunoscute, calculul seismic — în cazul hotelului Intercontinental — s-a mărginit la stabilirea încărcării structurii și a elementelor ei din oscilațiile de translație în direcțiile de cvasisimetrie ale structurii.

Matricele reacțiunilor unitare ale întregii structuri pentru cele două direcții, considerate ca direcții convenționale principale de rigiditate, s-au calculat cu relația matricială :

$$R = \sum_l r_l \cdot \beta_l \qquad (2)$$

unde :

$$\beta_l = \sum_j \cos^2 \alpha_{jl}, \qquad (3)$$

în care α_{jl} este unghiul de înclinare a direcției elementului structural „j" de tipul „l" față de direcția convențională principală de rigiditate respectivă.

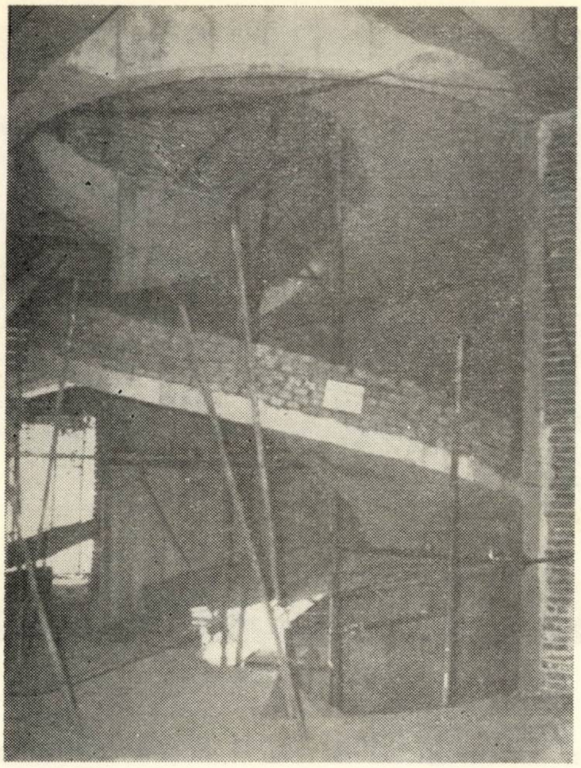


Fig. 9. Scara elicoidală dintre subsol și etajul I spre sala de festivități

Se observă că cele două matrice R sînt matrice simetrice de ordinul „n" (n = numărul de niveluri ale structurii), care cuprind caracteristicile de rigiditate de nivel ale structurii în ansamblu pe cele două direcții amintite.

— *Calculul perioadelor proprii de oscilație ale structurii.* Acestea rezultă din condițiile de echilibru dinamic ale fiecărei mase de nivel în parte. Aceste condiții se exprimă prin relația matricială:

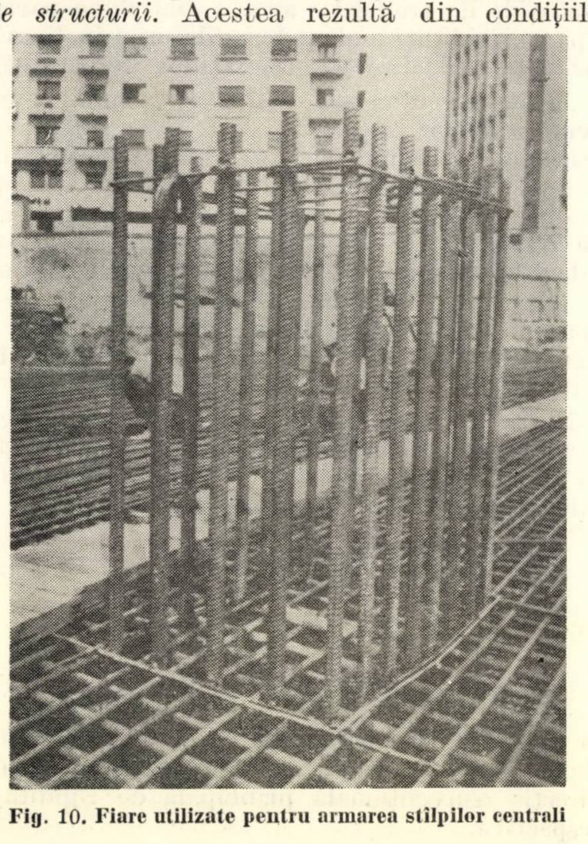


Fig. 10. Fiare utilizate pentru armarea stîlpilor centrali

$$R \cdot y + \lambda \cdot y = 0 \qquad (4)$$

unde:

$$\lambda = m \cdot \omega^2 \qquad (5)$$

este matricea diagonală de ordinul „n" în care m este masa de nivel (considerată aceeași la toate nivelurile în cazul hotelului „Intercontinental", iar ω este matricea diagonală de ordinul „n" a pulsațiilor proprii de oscilație a structurii.

Se observă deci că termenii matricei λ sînt valorile proprii ale matricei R, toate reale (matricea R fiind simetrică) și pozitive, în baza relației (5).

În consecință, pulsațiile proprii ale structurii pe direcția considerată se calculează cu relația:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{\lambda_i}{m}} \qquad i = 1, 2, \ldots, n. \qquad (6)$$

Dintre acestea s-au reținut doar primele trei valori, în ordine crescătoare, conform prevederilor Normativului P 13–63.

Se menționează că, întrucît în practică se calculează de fapt matricele:

$$a_i' = E \cdot a_i \qquad (7)$$

unde E este modulul de elasticitate longitudinal al materialului folosit, pulsațiile proprii trebuie calculate cu relația:

$$\omega_i = \sqrt{\frac{E \cdot \lambda_i'}{m}} \qquad i = 1, 2, \ldots, n \qquad (6')$$

unde λ_i' sînt valorile proprii ale matricei:

$$R' = \frac{R}{E} = \sum_l a_l'^{-1} \cdot \beta_l. \qquad (8)$$

— *Calculul coeficienților seismici pentru direcția respectivă de calcul în primele trei moduri* (t) *de vibrație* rezultă, conform Normativului **P.13-63**, din formula:

$$c_t = \beta_t \cdot \varepsilon_t \cdot k_s \cdot \psi \cdot Q \qquad (9)$$

unde

$$\beta_t = \frac{0{,}9}{T}\,;\ \varepsilon_t = \frac{\left(\sum\limits_k \overline{y}_{kt}'\right)^2}{n \cdot \sum\limits_k \overline{y}_{kt}'^2} \ (t = 1, 2, 3) \qquad (10)$$

în care $\overline{y}_{kt}'$ sînt componentele vectorului propriu $(\overline{y}_{kt}')$ — corespunzător valorii proprii λ_t' — al matricei R' pe direcția respectivă.

Se știe că vectorii proprii ai matricei R (sau R') sînt proporționali cu săgețile structurii în modul respectiv de oscilație:

$$y = \overline{y} \cdot \delta = \overline{y}' \cdot \delta' \qquad (11)$$

unde δ sau δ' sînt matricele diagonale ale coeficienților de proporționalitate respectivi.

Coeficienții δ'_l $(l = 1, 2, 3)$, de exemplu, se calculează astfel:

Forțele de nivel, în modul „t" de oscilație, sînt:

$$F_{kt} = m \cdot \omega^2 \cdot y_{kt} = m \cdot \omega^2 \cdot \delta'_t \cdot \overline{y}'_{kt} = \\ = E \cdot \lambda'_t \cdot \delta'_t \cdot \overline{y}'_{kt} \tag{12}$$

iar forța tăietoare de la baza structurii, în același mod de oscilație, este:

$$S_t = c_t \cdot Q = \sum_k F_{kt} = m \cdot \omega^2 \cdot \delta'_t \cdot \sum_k \overline{y}'_{kt} = \\ = E \cdot \lambda'_t \cdot \delta'_t \cdot \sum_k \overline{y}'_{kt}, \tag{13}$$

de unde rezultă:

$$\delta'_t = \frac{c_t \cdot Q}{E \cdot \lambda'_t \cdot \sum_k \overline{y}'_{kt}}. \tag{14}$$

În consecință, săgețile de calcul, în modul „t" de vibrație, sînt:

$$y_{kt} = \frac{c_t \cdot Q}{E \cdot \lambda'_t} \cdot \frac{\overline{y}'_{kt}}{\sum_k \overline{y}'_{kt}}, \tag{15}$$

iar forțele seismice de nivel, pe întreaga structură, sînt:

$$F_{kt} = c_t \cdot Q \cdot \frac{\overline{y}'_{kt}}{\sum_k \overline{y}'_{kt}}. \tag{16}$$

Dacă se cunosc săgețile de calcul ale structurii (y_{kt}), respectiv forțele de nivel (F_{kt}), se pot obține toți ceilalți parametri static sau geometric nedeterminați ai acesteia.

— Calculul forțelor seismice de nivel care acționează asupra fiecărui element structural în parte

Din cele de mai sus rezultă:

$$F^l_{jt} = (r_l \cdot y_t) \cdot \cos\alpha_{jl} \tag{17}$$

unde F_{jt} este vectorul coloană, ale cărui componente sînt forțele de nivel care acționează în planul elementului „j" de tipul „l", în modul „t" de vibrație.

Întrucît acțiunea seismică se poate produce după o direcție oarecare, se poate considera — cu suficientă exactitate — că elementul respectiv va fi solicitat la maximum, atunci cînd direcția acțiunii exterioare este paralelă cu planul elementului respectiv. Această afirmație este riguros valabilă, însă, numai în cazul structurilor care prezintă un centru de simetrie fizico-geometrică.

Descompunînd forța tăietoare de la baza structurii după cele două direcții convenționale principale de rigiditate și admițînd practic același coeficient seismic pe cele două direcții (ceea ce se realizează în cazul unei bune conformări antiseismice a structurii), vor rezulta forțele:

$$F^l_{jt} = (r_l \cdot y^{\mathrm{I}}_t) \cdot \cos^2\alpha_{jl} + (r_l \cdot y^{\mathrm{II}}_t) \cdot \sin^2\alpha_{jl} = r_l \cdot \\ \cdot (y^{\mathrm{I}}_t \cdot \cos^2\alpha_{jl} + y^{\mathrm{II}}_t \cdot \sin^2\alpha_{jl}) \tag{18}$$

unde y^{I}_t și y^{II}_t sînt vectorii săgeților de calcul în forma „t" de oscilație a structurii în cele două direcții principale convenționale de rigiditate. Bineînțeles că, în general:

$$y^{\mathrm{I}}_t \neq y^{\mathrm{II}}_t, \tag{19}$$

totuși diferențele dintre componentele respective nu pot fi esențiale și deci se poate scrie:

$$y^{\mathrm{I}}_t \cdot \cos^2\alpha_{jl} + y^{\mathrm{II}}_t \cdot \sin^2\alpha_{jl} \simeq y^{\mathrm{I}}_t \simeq y^{\mathrm{II}}_t \tag{20}$$

luîndu-se deci, pentru forțele F^l_{jt}, cele mai acoperitoare valori între:

$$F^{l\mathrm{I}}_{jt} = r_l \cdot y^{\mathrm{I}}_t \text{ și } F^{l\mathrm{II}}_{jt} = r_l \cdot y^{\mathrm{II}}_t \tag{21}$$

adică independente de înclinarea elementului structural respectiv de tipul „l".

În consecință, fiecare element structural de un anume tip „l" urmează să fie dimensionat (armat) la încărcarea maximă, măsură adoptată de altfel în practica de proiectare în mod general și care, din considerentele de mai sus, apare și rațională.

— Încărcarea din acțiunea vîntului

Din cele de mai sus rezultă că, dacă se cunosc săgețile din vînt ale structurii:

$$y^{\mathrm{I}}_v \text{ și } y^{\mathrm{II}}_v,$$

pot fi determinate forțele respective de nivel care încarcă fiecare element structural în parte.

Întrucît încărcarea din vînt a structurii pe diferitele direcții (deci și pe direcțiile principale convenționale de rigiditate) se poate determina conform prescripțiilor oficiale respective, rezultă:

$$y_v = \Delta \cdot F_v \tag{22}$$

unde:

$$\Delta = R^{-1} \tag{23}$$

este matricea deplasărilor unitare ale întregii structuri pe o anumită direcție.

Observații

Din cele de mai sus rezultă că toate calculele indicate trebuie efectuate, pe bază de program, cu ajutorul unui calculator electronic.

În cazul hotelului Intercontinental, calculele au fost efectuate la calculatorul electronic I.C.T. al D.C.S. pe baza unui program fracționat în trei subprograme.

Prin subprogramul I s-a ridicat nedeterminarea statică sau geometrică a fiecărui tip de element structural în parte (acolo unde era cazul), alcătuindu-se matricele A_l ale parametrilor static sau geometric nedeterminați respectivi și s-au calculat matricele deplasărilor unitare a'_l corespunzătoare.

Prin subprogramul II, care poate constitui o rutină generală de calcul pentru orice structură, s-au calculat pulsațiile proprii, vectorii proprii și matricea deplasărilor unitare ale

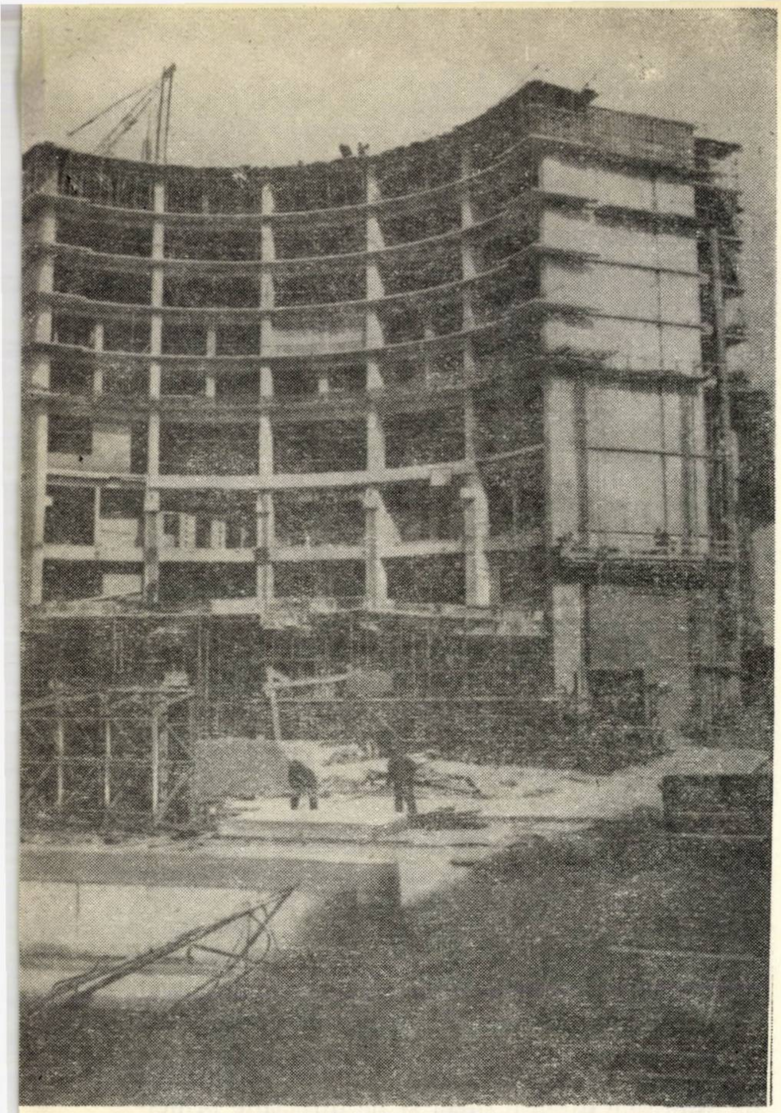


Fig. 11. Vedere din timpul execuției

întregii structuri. De asemenea, prin acest subprogram s-au calculat matricele parametrilor static sau geometric nedeterminați ai fiecărui tip de element structural în parte, pentru încărcările rezultate :

$$P_l = A_l \cdot F_l \qquad (24)$$

unde F_l este matricea dreptunghiulară, conținînd cei patru vectori-coloană ai încărcării elementului structural „l" din acțiunea seismică în primele trei moduri de vibrație și din vînt.

Prin subprogramul III s-au calculat eforturile axiale din stîlpi și momentele încovoietoare din capetele barelor concurînd într-un nod al fiecărui element structural în parte.

Unele rezultate obținute în calculul seismic și din vînt

Întrucît încărcarea din vînt (de 130 kgf/m^2), calculată conform prescripțiilor în vigoare, a dus la eforturi mai mici decît cele rezultate din acțiunea seismică de gradul 8 de intensitate, se dau mai jos cîteva rezultate obținute din calculul la acțiunea seismică.

Se menționează că s-au avut în vedere opt ipoteze de încărcare, și anume :

In cele două direcții convenționale principale de rigiditate arătate mai sus și pentru fiecare direcție, calculul s-a făcut :

— cu și fără luarea în considerare a rotirii diferențiate a fundațiilor (respectiv a diafragmelor pline de la capete),

— cu și fără luarea în considerare a legăturilor transversale dintre diafragmele pline dintre camerele de cazare.

În cele trei moduri de vibrație au rezultat valori ale perioadelor proprii de oscilație, cuprinse între :

$$T_{\mathrm{I}} = 2{,}16 \div 2{,}43 \text{ s}$$
$$T_{\mathrm{II}} = 0{,}51 \div 0{,}60 \text{ s}$$
$$T_{\mathrm{III}} = 0{,}20 \div 0{,}40 \text{ s}$$

Considerînd, conform Normativului P.13—63, coeficientul k_s, pentru cutremurul de gradul 8, în valoare de 0,05, iar coeficientul $\psi = 1{,}5$, ca pentru o construcție înaltă foarte flexibilă, coeficientul seismic în modul I de vibrație s-a luat egal cu 0,03 (3%), mai mare deci decît cel rezultat din calculul cu formula dată în normativ.

Momentul încovoietor maxim, la nivelul fundației diafragmelor pline, a rezultat de ordinul a 10 000 tm, sarcina maximă indirectă din stîlpii marginali, de cca 460 t, iar în cei centrali, de 280 t.

De asemenea au rezultat : momentul încovoietor maxim în stîlpii de sub diafragme, de 180 tm (la nivelul 5), iar în rigle, de 84 tm (la același nivel).

În ceea ce privește săgețile relative dintre niveluri, acestea au atins valoarea maximă (la ultimul nivel) de cca 1,7 cm, iar săgeata totală maximă (în modul I de vibrație), la ultimul nivel, de cca 15 cm.

ÎNCHEIERE

Ca indici tehnico-economici se poate arăta că consumul total de beton în infrastructura construcției (radier, fundații ale subsolului general, ziduri de sprijin etc.) a fost de 4 200 m^3, iar de oțel-beton de 637 t.

De asemenea, în suprastructură, consumul total de beton este de cca 12 000 m^3, iar de oțel-beton de cca 1 700 t.

Consumul de oțel pe m^2 Ad în suprastructură a rezultat deci de 45 kg oțel/m^2.

Se menționează că la INCERC sînt în curs cercetări efectuate cu aparate de precizie pentru determinarea experimentală a perioadelor proprii de vibrații transversale și din torsiune pentru microseismele realizate de mișcarea continuă a scoarței pămîntului sau de trepidațiile provocate de circulația rutieră sau din manevrele de execuție.

Măsurătorile s-au făcut pe măsura înălțării construcției, iar rezultatele sînt în curs de prelucrare.

BIBLIOGRAFIE

[1] V. Florian, N. Țopa, M. Grigoriu ; *Calculul construcțiilor multietajate simetrice cu dispoziția oarecare în plan a elementelor lor structurale la acțiuni orizontale.* St și cerc. mec. apl. 2/1970.

[2] V. Florian, N. Țopa: *Contribuții la calculul structurilor multietajate oarecare, acționate orizontal.* St. și cerc. mec. apl. 3/1970.

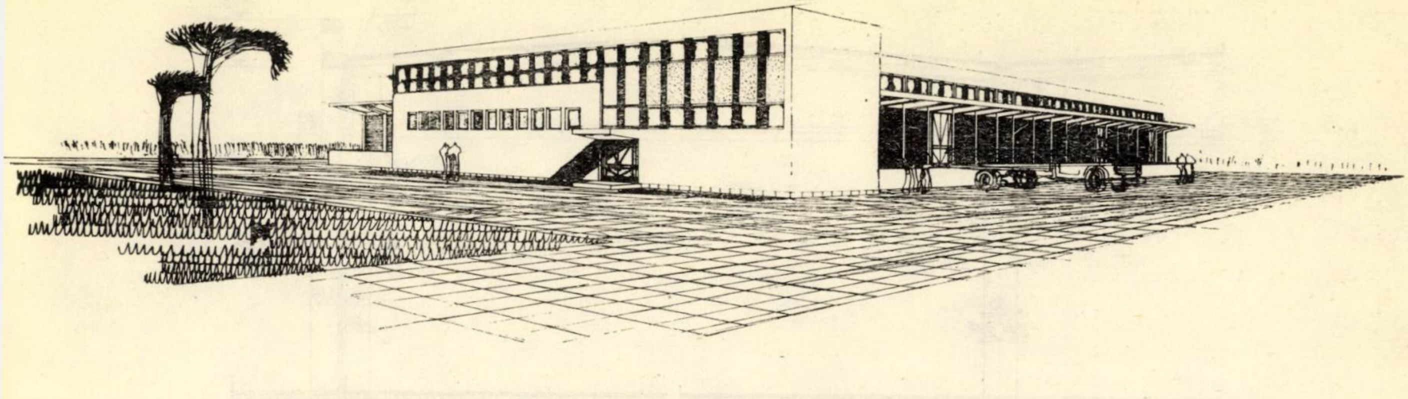


Fig. 1 — Depozit alimentar şi de mobilă — Perspectivă

DEPOZITE ÎNCHISE PARTER PENTRU COMERŢ CU STRUCTURI INTEGRAL PREFABRICATE TIPIZATE

Ing. C. Iacob, ing. S. Viespescu, ing. M. Mihalache

Institutul de proiectări pentru construcţii

Datorită creşterii volumului de bunuri materiale, produse care necesită o depozitare pînă la vînzarea lor pe piaţă, în cele patru sectoare principale ale comerţului (alimentar, textile-încălţăminte, metalo-chimice şi mobilă) se măreşte considerabil necesarul de depozite şi sînt perspective continue de mărire.

În această situaţie, încă din perioada 1964—1965 a apărut oportună crearea condiţiilor corespunzătoare satisfacerii acestor cerinţe printr-o acţiune de realizare de construcţii cu elemente industrializate, fie cu parametrii comuni halelor industriale, fie, în unele cazuri, cu elemente specifice sectorului comercial, în concordanţă cu cerinţele tehnologice şi pe linia sarcinii de diversificare a construcţiilor.

Ţinînd seamă de aceste considerente, problema a constituit o preocupare a Institutului de proiectări pentru construcţii (I.P.C.), cu colaborarea Ministerului Comerţului Interior, în cadrul căruia s-au iniţiat o serie de acţiuni, care au urmărit realizarea unor economii de oţel şi reduceri ale preţului de cost şi care s-au concretizat în studii de tipizare, studii tehnico-economice, un studiu tehnico-economic directiv şi un proiect de execuţie refolosibil *.

CONDIŢII DE PROIECTARE

Întrucît proiectarea construcţiilor de depozite impune satisfacerea anumitor cerinţe tehnologice, studiile elaborate de către I.P.C. au avut la bază următoarele considerente specifice:

— securitatea mărfii;

— condiţii specifice de păstrare (aerisire, temperatură, umiditate redusă, lumină);

— protecţia împotriva agenţilor externi dăunători;

— respectarea normelor P.C.I. şi SANEPID.

De asemenea, construcţiile trebuie să permită introducerea mecanizării la operaţiile de încărcare şi descărcare a mărfii cu sistemele de vehiculare indicate pentru depozitele mari în care se foloseşte paletizarea mărfurilor.

Tendinţele moderne sînt spre realizarea unor complexe de depozite pentru cele patru sectoare

---

* La proiectarea acestor construcţii au colaborat: arh. I. György; arh. R. Creţoiu; arh. I. Enescu; arh. I. Georgescu; arh. M. Enescu; ing. A. Scarlat; ing. S. Fole; ing. E. Dragomirescu; ing. D. Ceaicovschi; ing. I. Florescu; ing. A. Şerb; ing. S. Stănescu.

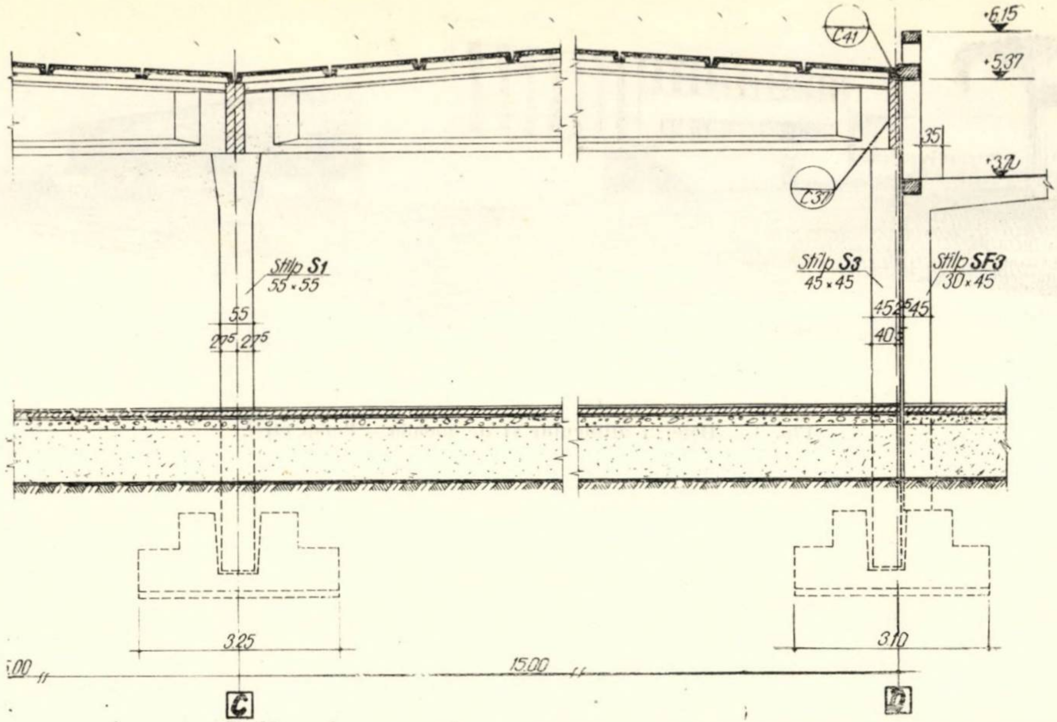

C41
+6.15
+5.37
35
+3.70
C37
Stilp S1
55×55
55
27⁵ 27⁵
Stilp S3
45×45
Stilp SF3
30×45
45 25 45
40
3.25
3.10
.00
15.00
C
D

Fig. 2 — Depozit alimentar şi de mobilă — Secţiuni transversale

comerciale, prevăzute cu spaţii separate pentru fiecare, precum şi cu posibilităţi de extindere. În cazul în care, din sortimentul de produse ce urmează a fi depozitate, o parte redusă necesită condiţii speciale, există posibilitatea de a crea, în cuprinsul anexelor, încăperi de depozitare specială (de exemplu, spaţii frigorifice etc.).

Din considerentele de mai sus a rezultat, pentru halele de depozitare propriu-zise, trama optimă corespunzătoare de 15,00 × 12,00 m şi înălţimea liberă de 4,20—6,00 m (pînă la partea inferioară a elementului principal de acoperire). Gabaritul tramei a fost determinat în special de utilajul tehnologic de depozitare existent. În ceea ce priveşte ceilalţi parametri funcţionali, halele de depozitare nu sînt prevăzute cu luminatoare, pentru a se preîntîmpina degradarea produselor la o eventuală infiltrare a apei la nivelul învelitorii sau prin însoleierea

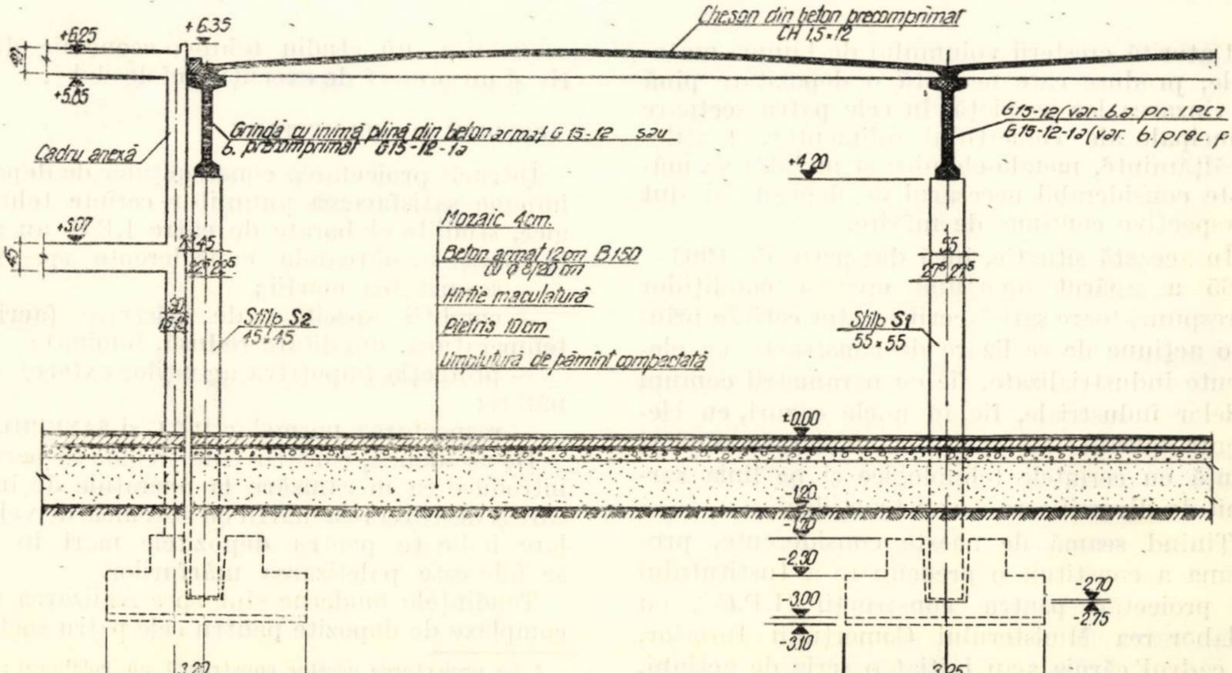

Cheson din beton precomprimat
CH 1,5×12
+6.25
+6.35
+5.65
Grindă cu inimă plină din beton armat G 15-12 sau
b. precomprimat G15-12-1a
Cadru anexă
G15-12(var. b.a. pr. I PC7
G15-12-1a(var. b. prec. p
+4.20
+3.07
Mozaic 4cm.
Beton armat 12cm B150
cu φ 8/20 cm
Hîrtie maculatură
Pietriş 10cm
Umplutură de pămînt compactată
Stilp S2
45×45
55
27⁵ 27⁵
Stilp S1
55×55
±0.00
-1.20
-1.70
-2.30
-3.00
-3.10
-2.70
-2.75
3.20
45
3.25
12.00
3×12.00
1
2

Fig. 3 — Depozit alimentar şi de mobilă — Secţiuni longitudinale

interiorului. Temperatura de +5° este suficientă pentru spaţiul de depozitare, iar umiditatea relativă nu depăşeşte 60%. Transportul interior este rezolvat la sol, cu utilaje existente specifice depozitelor comerciale.

DESCRIEREA SOLUŢIILOR

Concepţia depozitelor comerciale cuprinde proiectarea unui ansamblu format din:

— hala de depozitare;

— anexe şi copertine.

Cele două obiecte ale ansamblului sînt amplasate adiacent, anexele cu copertinele fiind dispuse pe oricare din laturile halei de depozitare.

HALA DE DEPOZITARE

Cerinţele tehnologice şi funcţionale au dus la proiectarea unor structuri cu mai multe deschideri de 15 m şi cu travee de 12 m, realizînd în mod curent tronsoane de (3 × 15,0 m) × × (5 × 12,0 m). Structurile au fost proiectate din elemente de suprafaţă tipizate: chesoane, elemente Π şi T, grinzi cu inima plină de beton precomprimat şi stîlpi preturnaţi de beton armat.

Schema statică a acestor structuri este formată din cadre conformate seismic, cu mai multe deschideri, atît în sens transversal, cît şi în sens longitudinal, cu stîlpi încastraţi în fundaţii şi articulaţi la nivelul grinzii transversale. În calcul s-a contat pe şaiba acoperişului formată din elementele de suprafaţă cu îmbinările pe grinda transversală rezolvate în mod corespunzător şi care simplifică montajul.

Realizarea acestor structuri a fost concepută în felul următor: stîlpii, aşa după cum am mai amintit, au fost concepuţi a se executa preturnaţi pe şantier, grinzile transversale de 15 m deschidere executate din beton precomprimat în uzină, iar elementele de suprafaţă, executate uzinat, de asemenea din beton precomprimat.

Închiderea halelor (pereţii) a fost concepută în aşa fel încît să lucreze separat de structura de rezistenţă a halei la forţe orizontale, pereţii fiind încastraţi în fundaţie şi articulaţi la nivelul şaibei acoperişului. Realizarea pereţilor în această concepţie permite utilizarea diferitelor rezolvări constructive şi plastice.

ANEXE ŞI COPERTINE

În cadrul proiectelor directive tipizate pentru depozitele comerţului, anexele şi copertinele au fost rezolvate pentru trame cu deschideri reduse de 6 şi 9 m dintr-o structură prefabricată. Copertinele de beton armat monolit în cofraje de inventar au structura compusă din stîlpi cu console de 3,00 m deschidere, încastraţi în fundaţii şi articulaţi la partea superioară în şaiba acoperişului.

Aceşti stîlpi fac parte din închiderea halei de depozitare, separînd în felul acesta pereţii de structura halei.

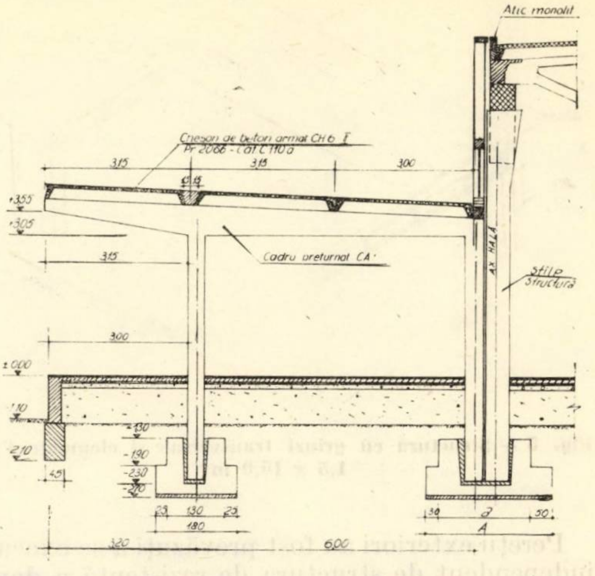


Fig. 4 — Anexe şi copertine

Consolele, la rîndul lor, pot susţine elemente prefabricate pentru acoperire.

Anexele sînt construcţii care deservesc depozitul propriu-zis şi care cuprind birouri, vestiare, precum şi unele spaţii de depozitare mai restrînse pentru unele produse ce necesită condiţii speciale de conservare, cum sînt măslinele, peştele, săpunul, tutunul etc.

Aceste construcţii, care ocupă o suprafaţă mică în raport cu cea a depozitului, pot fi amplasate fie în imediată apropiere, fie astfel încît să facă corp comun cu hala de depozitare. Ele au fost rezolvate în proiectele tip directive dintr-o structură mixtă unde se pot folosi şi elemente prefabricate, atît la planşeu, cît şi la acoperiş, sau integral prefabricate.

DESCRIEREA OBIECTIVELOR REALIZATE

Prima investiţie de depozite, ca prototip pentru comerţ, a fost proiectată pentru ,,Depozitul alimentar şi de mobilă Turnu Măgurele".

Pe acelaşi principiu, dar pe o suprafaţă mai mare (cca 10 000 m²), a fost proiectat de către DSAPC — Piteşti un depozit pentru comerţ.

Aceste depozite se compun din depozitul propriu-zis, cu rampe şi cu copertine, atît pentru auto, cît şi pentru C.F. şi anexe.

Depozitul propriu-zis este o hală cu trei deschideri de 15,00 m, 5 travee de 12,00 m şi o înălţime liberă de 4,20 m sub talpa grinzii transversale.

Elementele de construcţie din care se compune acest depozit sînt: fundaţii tip pahar turnate monolit, stîlpi de beton armat preturnaţi şi pe şantier, grinzi cu inimă plină de 15,00 m deschidere de beton armat preturnate şi chesoane de 1,50 × 12,00 m de beton precomprimat uzinate la Întreprinderea de prefabricate Palas-Constanţa.

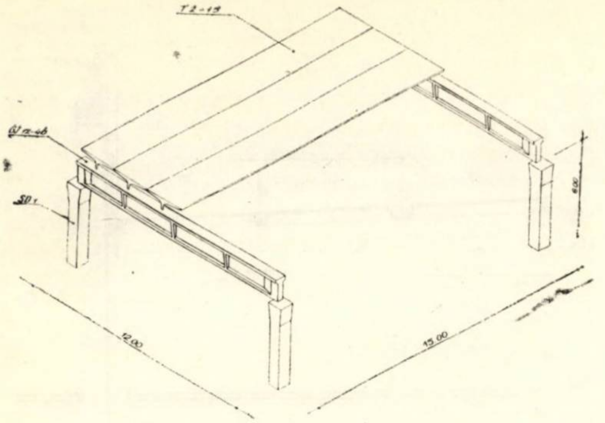

T 2-15
GJ 12-46
SD 1
6.00
12.00
15.00

Fig. 5 — Structură cu grinzi transversale şi elemente T de 1,5 × 15,0 m

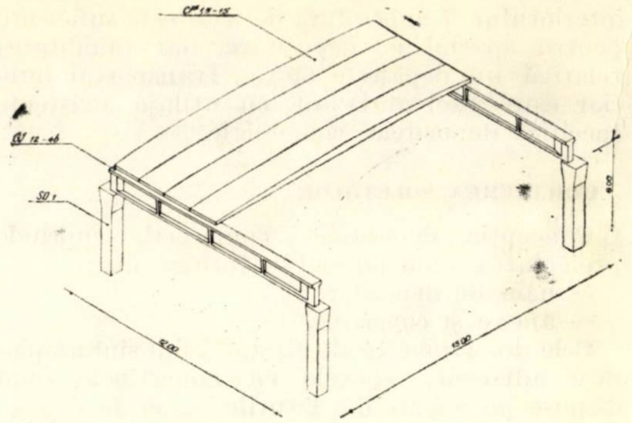

GJ 12-46
SD 1
6.00
12.00
15.00

Fig. 6 — Structură cu grinzi jug de 12 m şi chesoane de 1,5 × 15,0 m

Pereţii exteriori au fost prevăzuţi a se executa independent de structura de rezistenţă a depozitului. Ei se execută în afara stîlpilor marginali şi prevăd o copertină realizată cu stîlpi de beton armat aşezaţi la interax de 3,00 m, cu console de 3,00 m deschidere, care susţin placa. La nivelul îmbinării chesoanelor pe grinda transversală, faţadele şi frontoanele sînt legate articulat de structura de rezistenţă a depozitului.

Anexa este o construcţie cu parter şi etaj, dispusă pe unul din frontoanele depozitului, care cuprinde birourile aşezate la etaj şi o serie de încăperi la parter pentru alimente care necesită depozitarea în condiţii speciale. Ea are legătură directă cu depozitul, iar peretele dinspre depozit constituie şi peretele de închidere pentru hală. Este constituită din cadre de beton armat cu o deschidere de 6,00 m şi zidărie de umplutură. Cadrele sînt aşezate la 3,00 m şi la 4,50 m interax.

Un alt depozit, cu structură identică cu cele descrise mai sus, este executat la Medgidia pe o

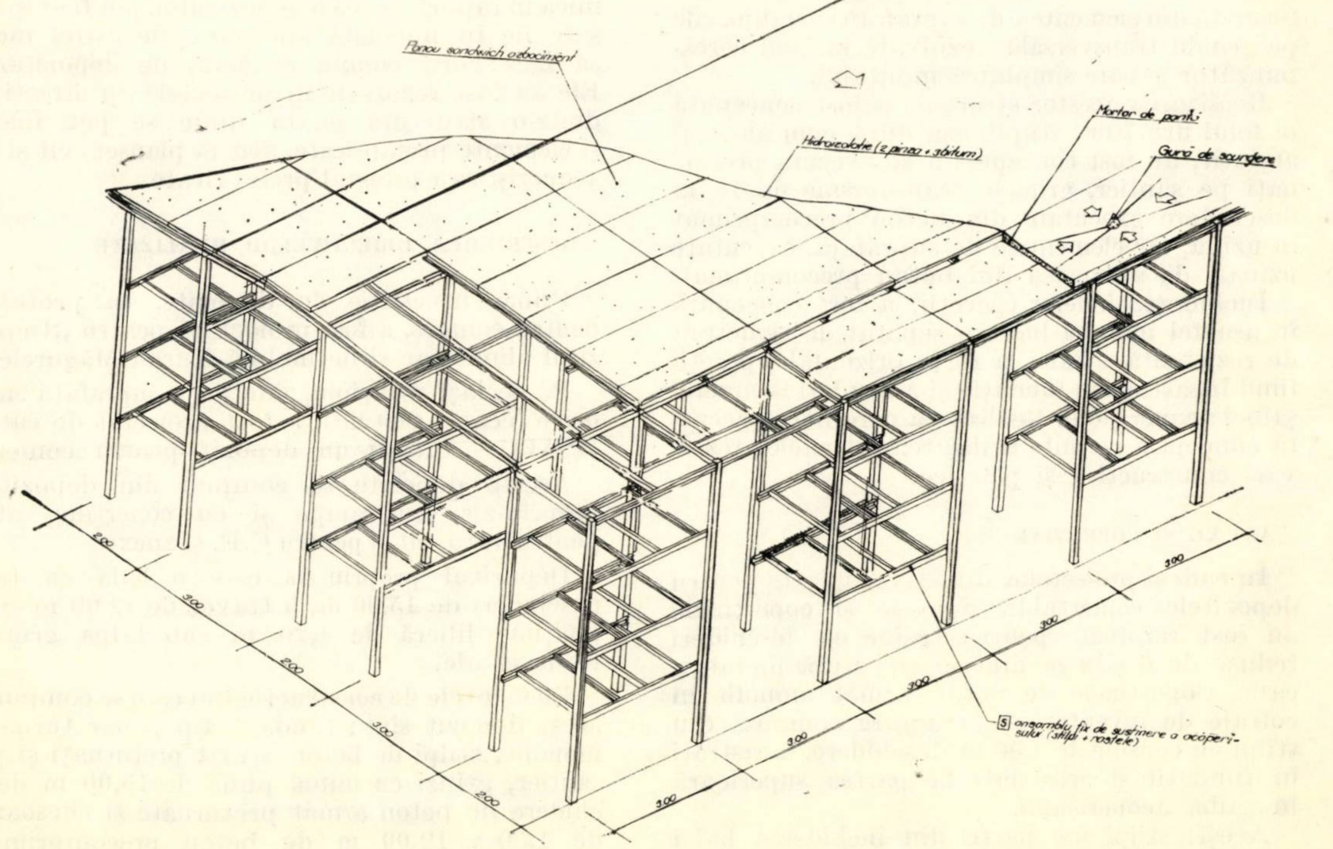

Panou sandwich azbociment
Hidroizolație (2 pînze + bitum)
Mortar de pantă
Gură de scurgere
S ansamblu fix de susținere a acoperișului (stîlpi + rastele)
600
300
300
200
200
300
300
300
300
300

Fig. 7 — Depozit cu acoperiş rezemat pe stîlpii rastelelor — Perspectivă axonometrică

suprafață de cca 1500 m². Proiectul a fost adaptat de DSAPC – Constanța.

În etapa actuală sînt în curs de execuție depozite similare pentru comerț la Bacău, Tg. Mureș, Turda, Cluj, Slatina, Satu-Mare etc.

Concepția structurii permite realizarea închiderilor perimetrale din elemente prefabricate realizabile într-o gamă variată, corelată cu condițiile funcționale specifice fiecărui tip de depozit.

Soluțiile prezentate mai sus, ale căror structuri sînt realizate integral cu elemente prefabricate, au dus la un consum de oțel pentru structură de 15,5 kg/m².

Depozitele executate pînă în prezent fac posibilă depozitarea liberă sau paletizată a mărfurilor, fiind necesar pentru aceasta un mobilier corespunzător din șiruri de rastele metalice dezvoltate în înălțimea construcției pentru încărcări importante.

Mobilierul utilizat duce la consumuri apreciabile de metal de cca 40 kg oțel/m², care se adaugă la cantitățile folosite pentru structura construcțiilor propriu-zise.

Aceste considerente au dus, în cadrul I.P.C., la efectuarea unei analize comparative între soluția constructivă aplicată curent, cu mobilier independent, și o soluție constructivă nouă, în care mobilierul metalic – adaptat corespunzător – să fie utilizat și ca structură de susținere a acoperișului și pereților.

Structura propusă este alcătuită dintr-o rețea de stîlpi metalici dispuși la 3 m pe o direcție și 3–2–3 m în direcția perpendiculară pe care se prind elementele orizontale ce formează rastelele și pe care se reazemă șarpanta acoperișului.

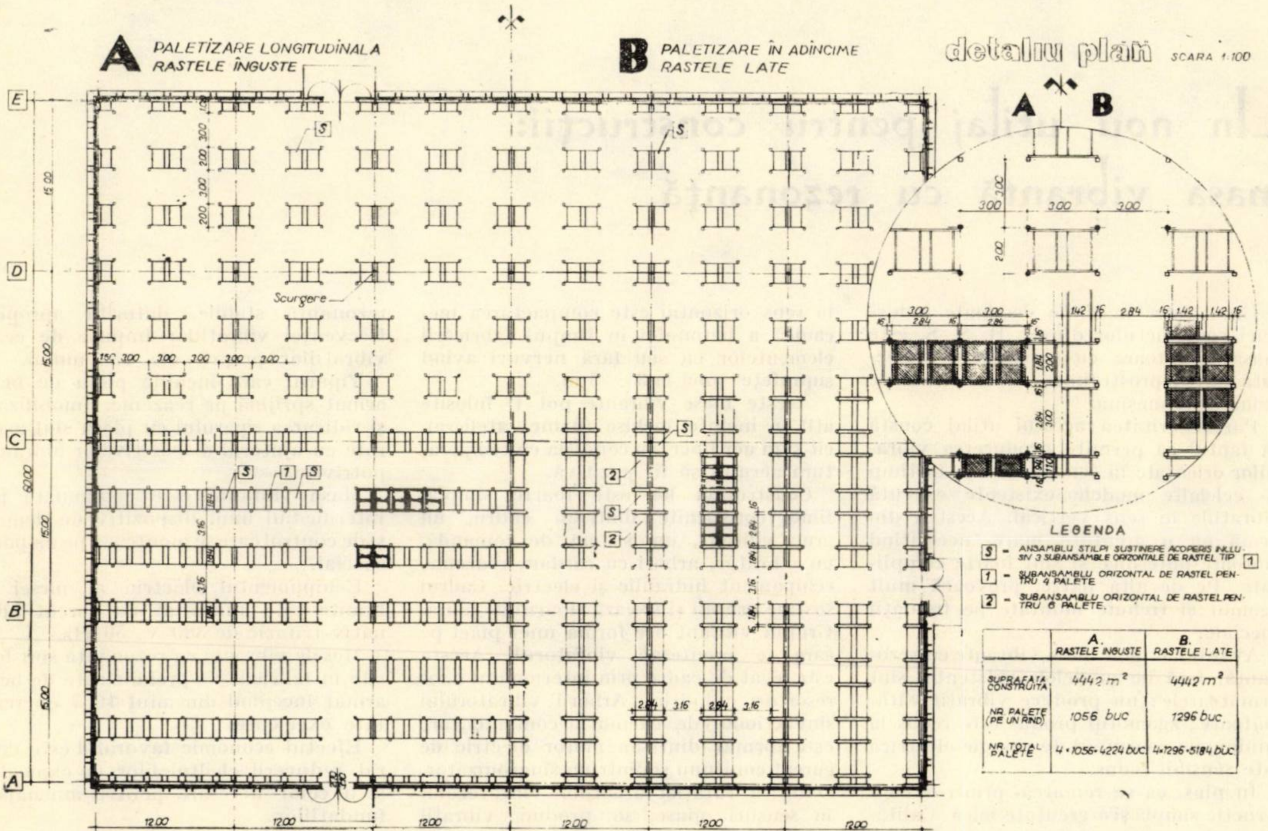
Pentru stîlpi s-au studiat cinci secțiuni posibile, compuse din cîte două profile de 14 × 14 cm sau 16 × 16 cm și grosimea pereților de 4–5 mm. Soluția constructivă propusă prezintă o serie de avantaje:

– toate elementele de structură-mobilier se pretează la execuția uzinată;

– se transportă și se montează elemente de greutate redusă – sub o tonă – deoarece toate elementele componente sînt din profile de tablă îndoită asimilate de Uzina metalurgică Iași;

– se pot realiza cele două variante de dispunere a paletelor cu mărfuri – în adîncime sau lateral – și este posibilă schimbarea sistemului de depozitare la nevoie, elementele de rastel fiind demontabile.

Pentru realizarea acoperișului s-au analizat trei soluții ce folosesc materiale ușoare:


A PALETIZARE LONGITUDINALA RASTELE INGUSTE
B PALETIZARE ÎN ADÎNCIME RASTELE LATE
detaliu plan SCARA 1:100
A B
Scurgere
E
D
C
B
A
1
2
3
4
5
6
7
S
1
2
1200
plan parter SCARA 1:200
LEGENDA
S - ANSAMBLU STILPI SUSTINERE ACOPERIS INCLUSIV 3 SUBANSAMBLE ORIZONTALE DE RASTEL TIP 1
1 - SUBANSAMBLU ORIZONTAL DE RASTEL PENTRU 4 PALETE
2 - SUBANSAMBLU ORIZONTAL DE RASTEL PENTRU 6 PALETE.

	A. RASTELE INGUSTE	B. RASTELE LATE
SUPRAFATA CONSTRUITA	4442 m²	4442 m²
NR. PALETE (PE UN RIND)	1056 buc	1296 buc.
NR. TOTAL PALETE	4 • 1056 • 4224 buc	4•1296 •5184 buc

Fig. 8 – Depozit cu acoperiș rezemat pe stîlpii rastelelor. Plan parter

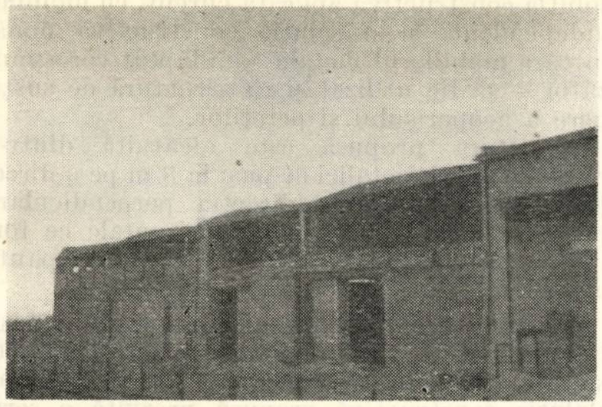


Fig. 9 — Depozit alimentar „Medgidia" : vedere de ansamblu

— panouri stratificate din azbociment cu polistiren de 1,20 × 3,00 m şi 8,4 cm grosime, dispuse pe rigle din tablă îndoită la 3 m interax ;

— panouri stratificate de azbociment şi polistiren de 1,20 × 3,00 m de 6 m grosime, rezemate pe pane din tablă îndoită ;

— plăci portante din azbociment ondulat cu termoizolaţie de Sillan, pe pane de tablă indoită dispuse la 1 m interax ;

— s-a studiat şi o variantă de acoperiş din prefabricate de beton armat chesoane de 3,00 × 0,75 m pe grinzi din profile de tablă îndoită.

Astfel, cu aceste variante este posibilă realizarea de construcţii diferite de depozite care pot satisface oricare din amplasamentele din ţara noastră, în funcţie de intensitatea vîntului sau de zonarea seismică.

Din punct de vedere tehnico-economic, amplasarea acestor construcţii în zone seismice duce însă la consum sporit de oţel în structură şi la un preţ de cost ridicat, ceea ce limitează domeniul lor de aplicabilitate.

Toate aceste acţiuni de studii şi proiectare desfăşurate în ultimii ani se înscriu în cadrul preocupărilor actuale ale tipizării în domeniul construcţiilor cu specific de depozitare a bunurilor de larg consum, urmărindu-se în mod deosebit utilizarea unor suprafeţe minime şi realizarea unui preţ de cost cît mai redus pe unitatea de depozitare.

Un nou utilaj pentru construcţii: masa vibrantă cu rezonanţă

Una dintre maşinile destinate industriei construcţiilor din U. R. S. S. este masa vibratoare cu rezonanţă, proiectată de Ghiprostroimaş şi fabricată de uzina Stroimaşina.

Particularitatea acestui utilaj constă în faptul că permite producerea vibraţiilor orientate în sens orizontal, în timp ce celelalte modele existente execută vibraţiile în sens vertical. Acestea din urmă au o greutate mare, necesitînd motoare puternice şi sînt foarte complicate. Pe de altă parte, provoacă mult zgomot şi trebuie montate pe fundaţii speciale.

Avantajele noii mese vibrante cu rezonanţă, faţă de modelele existente, sînt următoarele : nu produce vibraţii vătămătoare ; zgomotul produs este redus la minimum ; consumul de energie electrică este sensibil redus.

În plus, ea se remarcă printr-o construcţie simplă şi o greutate mică. Calităţile sale permit eliminarea fundaţiilor grele şi costisitoare, cum şi a electromagneţilor puternici pentru imobilizarea tiparelor.

Scopul principal al meselor vibratoare cu rezonanţă pentru vibraţii orientate în sens orizontal este compactarea mecanică a betonului în timpul fabricării elementelor cu sau fără nervuri avînd suprafeţe pînă la 3 × 6 m.

Aceste mese vibrante pot fi folosite atît în incinte închise (uzine, ateliere), cît şi în aer liber, cu condiţia ca temperatura aerului să fie pozitivă.

Construcţia lor este foarte simplă, fiind constituite dintr-un cadru, un grup vibrant, un sistem de comandă, un vibrator, arbori cu cardan, reazeme, echipament hidraulic şi electric. Cadrul susţine grupul şi fixează tiparul de masă. Grupul vibrant are forma unei plăci pe care se montează vibratorul. Acesta este legat de cadru prin intermediul unor resorturi cilindrice. Arborii vibratorului sînt acţionaţi de sistemul de comandă, care este format dintr-un motor electric de curent continuu şi dintr-un sincronizator. Datorită rotaţiei arborilor vibratorului în sensuri opuse, se produc vibraţii orizontale, care sînt transmise, prin intermediul resorturilor, de la placa grupului vibrant la cadrul şi tiparul în care se află piesa de beton armat.

Sistemul de comandă cu curent continuu asigură obţinerea vibraţiilor cu rezonanţă stabile, datorită apropierii frecvenţei vibraţiilor impuse de cea a vibraţiilor proprii ale sistemului.

Tiparul care închide piesa de beton armat sprijină pe reazeme. Imobilizarea şi ridicarea tiparului cu piesa sînt asigurate cu ajutorul dispozitivelor hidraulice potrivite.

Masa vibrantă este comandată prin intermediul unui dispozitiv de demaraj şi de control care se montează pe un panou special.

Echipamentul electric al mesei vibrante este alimentat cu curent alternativ trifazic de 380 V, 50 Hz.

Mesele vibrante cu rezonanţă sînt folosite în fabricile de prefabricate de beton armat începînd din anul 1967 cu rezultate excelente.

Efectul economic favorabil este datorat reducerii cheltuielilor de exploatare şi a celor necesare pentru amenajarea fundaţiilor.

Punerea în funcţiune a acestor mese vibrante economice şi cu randament ridicat a permis lărgirea considerabilă a domeniului de aplicare a ultimelor realizări ale tehnicii moderne în domeniul construcţiilor.

Fabrica de produse cosmetice „Flacăra" Cluj*

Ing. D. Călinescu

În orașul Cluj — cartierul Lupșa — s-a construit și dat în funcțiune una dintre cele mai moderne fabrici de produse cosmetice din țară.

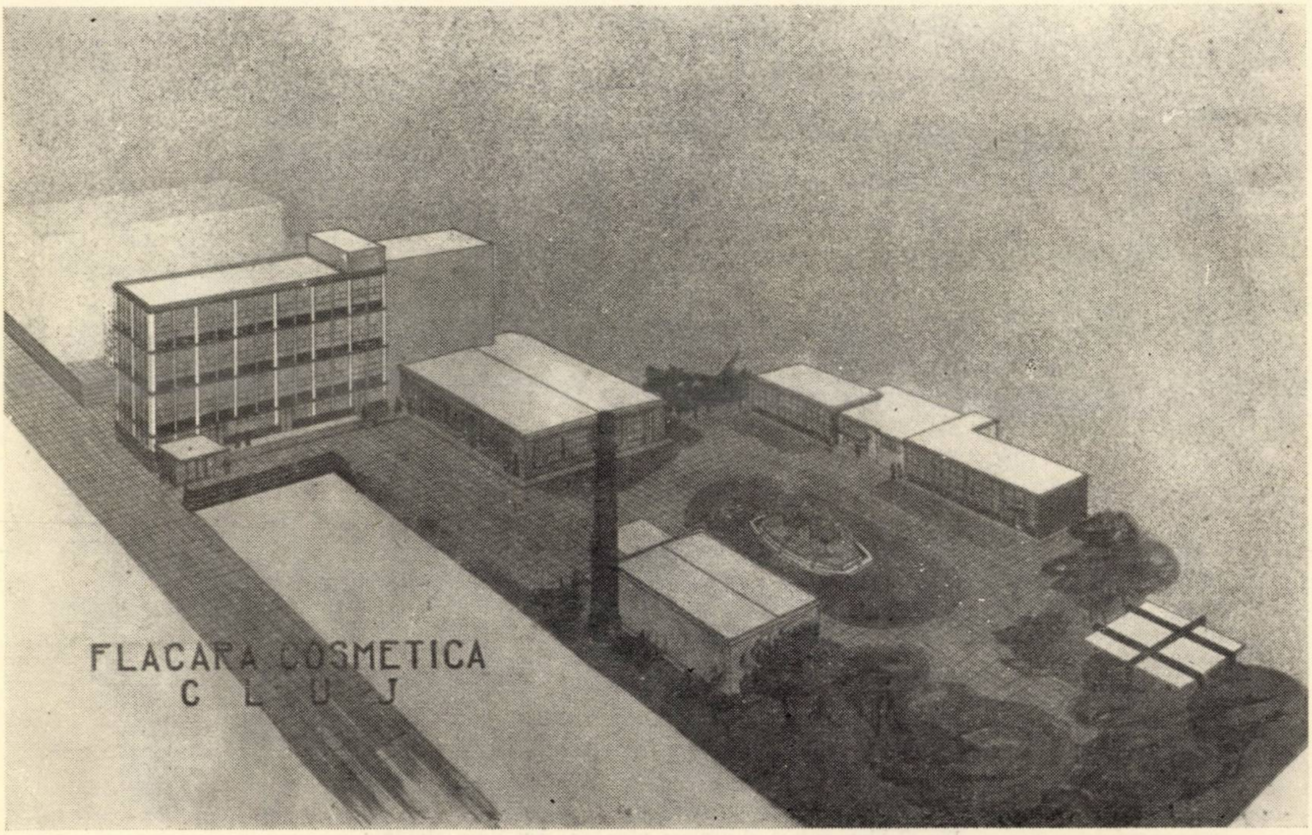
Acest nou obiectiv produce o gamă largă de sortimente, ca : spray-uri pentru diverse utilizări, creme, rujuri de buze etc.

Trecerea producției de produse cosmetice de la nivel de mici laboratoare la nivel de fabrică cu procese tehnologice mecanizate și complexe, care să poată fi adaptate operativ la noi sortimente de produse, a pus unele probleme dificile cu prilejul realizării acestei lucrări.

Din cauza pericolului de explozie prezentat de unele faze ale procesului tehnologic, producția fabricii se desfășoară în mai multe corpuri de clădiri :

- corpul principal, cu subsol, parter și trei niveluri ;
- secția lacuri arome (cu un nivel) ;
- secția ambalaje din mase plastice ;
- depozitul de produse inflamabile ;
- bazinul central aferent instalației de răcire a apei, care are și un aspect decorativ ;
- centrala termică.

Ca sistem de rezistență, corpul principal este realizat din planșee-dală de beton armat în grosime de 20 cm pentru sarcina de 500 kg/m²,



---

* *Proiectant* : Atelierul de proiectare construcții industriale din M. I. A.
Executant : Trustul de construcții al județului Cluj.

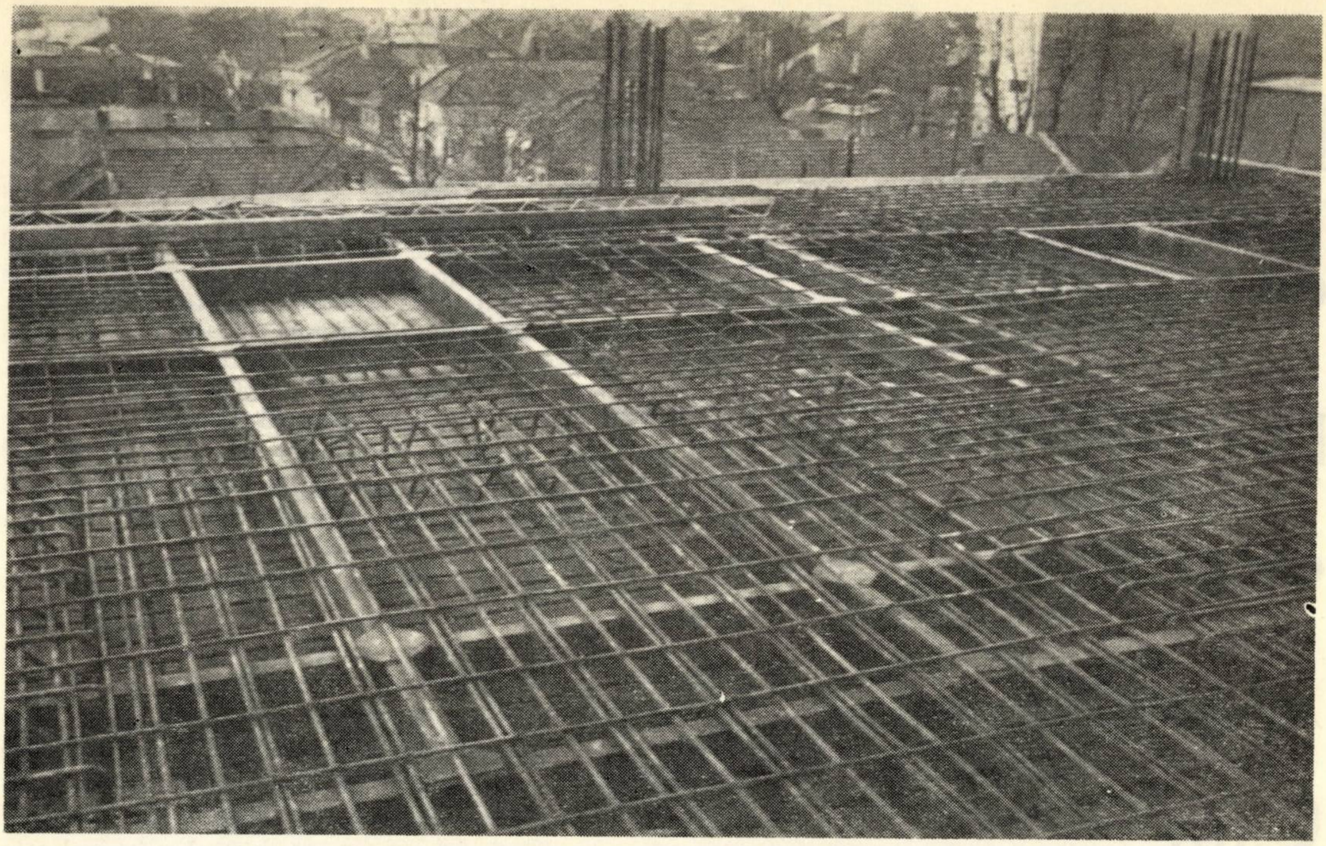


Fig. 2. Corp principal — armare planşeu date peste etajul I

şi 25 cm pentru sarcina de 700 kg/m², avînd o reţea de stîlpi de 4,50 × 6,00 m.

Alegerea acestui sistem a fost determinată de necesitatea ca, în cazul introducerii unor sortimente noi de produse, utilajele să poată fi reamplasate sau schimbate.

Utilajele au fost fixate pe pardoseli prin intermediul unor ventuze de cauciuc care au rolul de a amortiza vibraţiile acestora şi de a le asigura în cazul deplasării în plan orizontal. În aceste condiţii, utilajele pot fi oricînd mutate fără

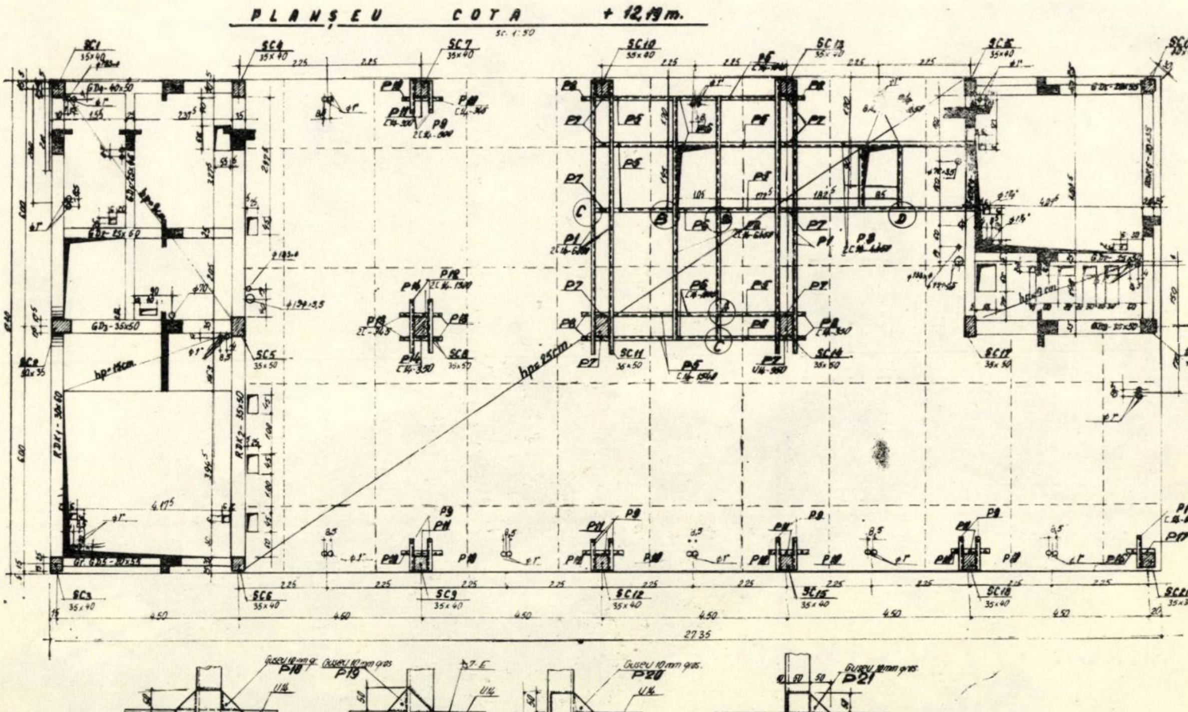

PLANŞEU COTA + 12,19 m.
SC. 1:50
SC1
SC4
SC7
SC10
SC13
SC16
SC19
SC2
SC5
SC11
SC14
SC17
SC22
SC3
SC6
SC9
SC12
SC15
SC18
SC21
450
27,35
A SCARA 1:5
B SCARA 1:5
C SCARA 1:5
D SCARA 1:5
P18
P19
P20
P21
U16

Fig. 3 Plan cofraj şi armare planşeu. Armătura rigidă

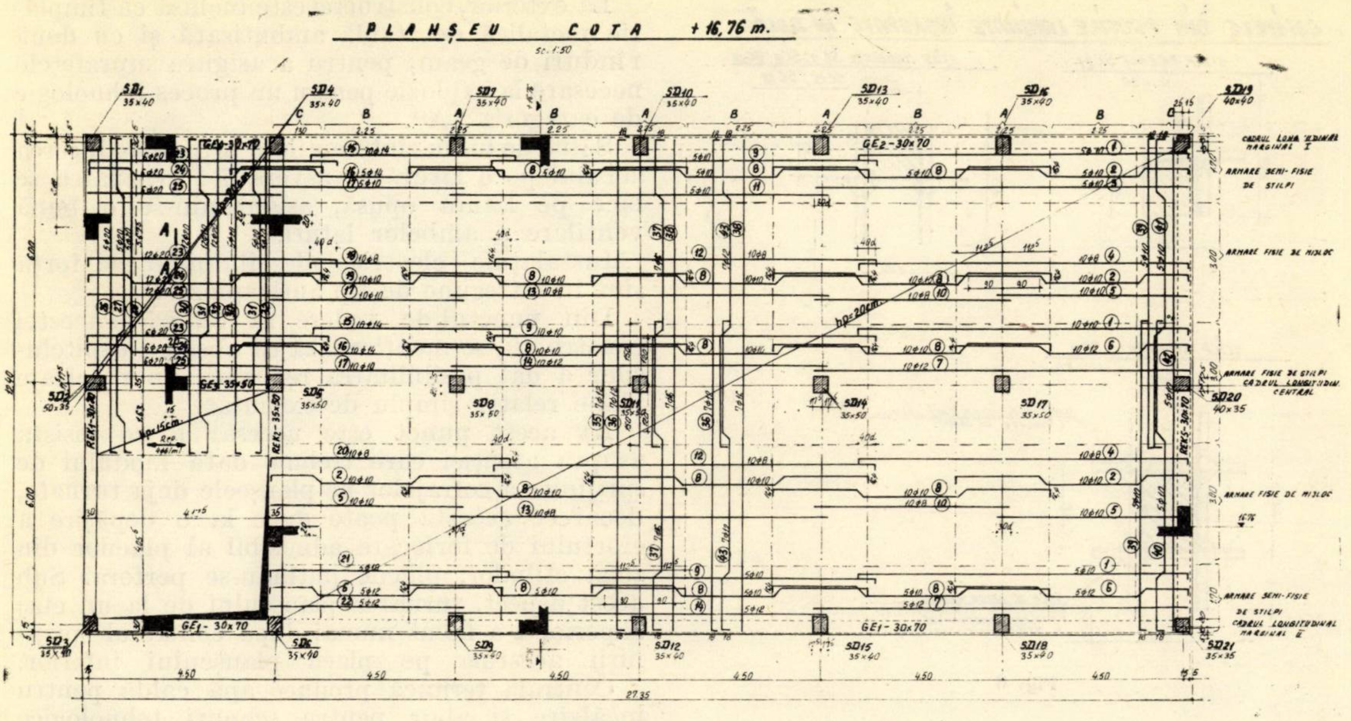

PLANŞEU COTA +16,76 m.
sc. 1:50
SD1
SD4
SD7
SD10
SD13
SD16
SD19
CADRUL LONGITUDINAL MARGINAL I
ARMARE SEMI-FISIE DE STILPI
ARMARE FISIE DE MIJLOC
ARMARE FISIE DE STILPI CADRUL LONGITUDINAL CENTRAL
ARMARE SEMI-FISIE DE STILPI CADRUL LONGITUDINAL MARGINAL II
GE2-30×70
GE1-30×70
27,35

Fig. 4. Plan cofraj, armare planşeu

dificultăţi, sistemul de prindere prezentînd un caracter de noutate.

De asemenea, montarea unor compresoare cu debit de pînă la 60 m³/h s-a făcut în acelaşi sistem, funcţionarea lor pînă în prezent desfăşurîndu-se în bune condiţii.

Calculul planşeelor-dală s-a făcut în conformitate cu „Noile prescripţii americane de beton armat" adaptate de Institutul american din Detroit şi publicate în revista „Construction" din martie 1957.

Se menţionează că, spre deosebire de prevederile acestor prescripţii, suprafaţa de forfecare s-a considerat la centrul plăcii şi nu la faţa superioară a acesteia. Acest calcul acoperitor a fost necesar ca urmare a experienţei dobîndite la execuţia unei clădiri social-administrative din Iaşi.

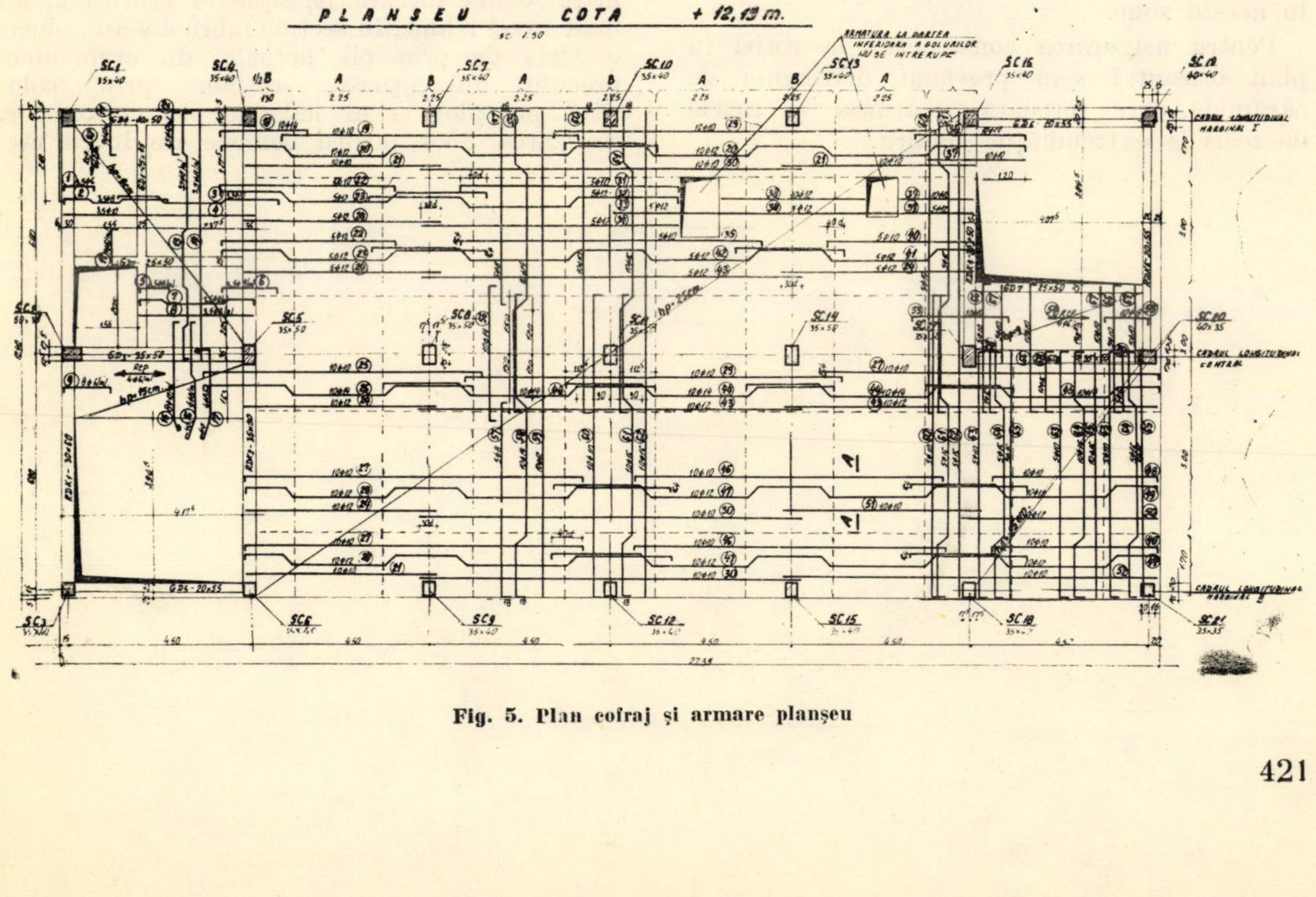

PLANŞEU COTA +12,13 m.
sc. 1:50
ARMATURA LA PARTEA INFERIOARĂ A GOLURILOR NU SE ÎNTRERUPE
SC1
SC4
SC7
SC10
SC13
SC16
SC19
CADRUL LONGITUDINAL MARGINAL I
CADRUL LONGITUDINAL CENTRAL
CADRUL LONGITUDINAL MARGINAL II
27,35

Fig. 5. Plan cofraj şi armare planşeu

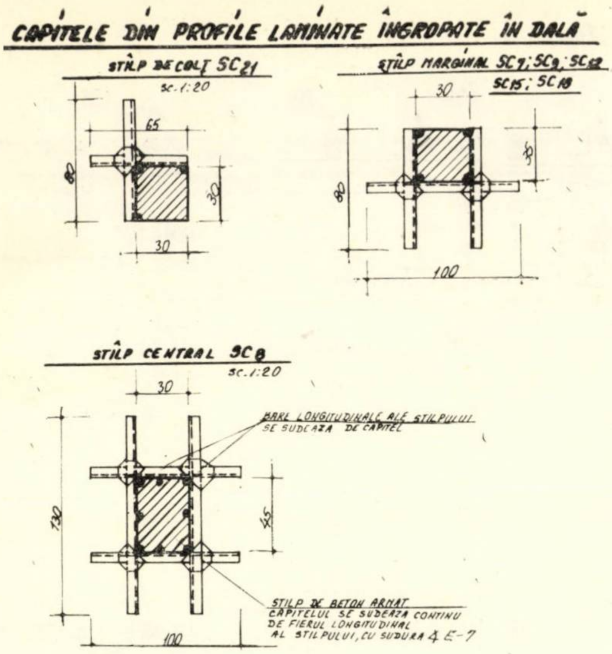

CAPITELE DIN PROFILE LAMINATE ÎNGROPATE ÎN DALĂ
STÎLP DE COLŢ SC21
sc.1:20
STÎLP MARGINAL SC7; SC9; SC12
SC15; SC19
STÎLP CENTRAL SC8
sc.1:20
65
80
30
30
30
35
80
100
30
130
45
100
BARE LONGITUDINALE ALE STILPULUI SE SUDEAZA DE CAPITEL
STILP DE BETON ARMAT
CAPITELUL SE SUDEAZA CONTINU DE FIERUL LONGITUDINAL AL STILPULUI, CU SUDURA 4 E-7

Fig. 6

Ca urmare a unor necesităţi tehnologice, a fost necesară prevederea unor goluri de 1,05 × × 1,45 m în planşeul-dală.

Prescripţiile prevăd că dimensiunea maximă admisă a golurilor în acest tip de planşee este egală cu 1/4 din lăţimea benzii mediane şi 1/8 din lăţimea benzii de pe stîlpi (în acest caz, lăţimea benzilor este de 2,25 m). Practicarea acestor goluri, mult mai mari decît dimensiunile admise, a fost rezolvată prin introducerea la marginile golurilor a unei armături rigide care să înlocuiască armătura întreruptă în aceste zone.

Pentru asigurarea construcţiei la rotiri în plan orizontal s-au prevăzut diafragme de cărămidă, care totodată alcătuiesc şi casele de scări la extremităţile clădirii.

La exterior, construcţia este închisă cu tîmplărie metalică de tablă ambutisată şi cu două rînduri de geam, pentru a asigura suprafeţele necesare la explozie pentru un proces tehnologic de categoria „A".

Sălile de lucru sînt ventilate prin introducerea aerului pe o latură transversală; evacuarea se face pe latura opusă, asigurîndu-se o bună ventilare a ambelor laturi.

Instalaţiile electrice de iluminat şi forţă sînt în întregime de tip antiexploziv.

Din punctul de vedere al realizării acestei construcţii, se menţionează că absenţa capitelurilor a dat posibilitatea realizării unor cofraje plane relativ simplu de executat.

La acest punct este necesar a se insista asupra atenţiei care trebuie dată modului de sprijinire a cofrajelor pe planşeele deja turnate, deoarece aceasta poate duce la o depăşire a efortului de forfecare admisibil al plăcilor din zona stîlpilor, plăcile putîndu-se perfora. Sub acest aspect, turnarea planşeului de la un etaj superior s-a făcut numai după controlul sprijinirii acestuia pe placa planşeului inferior.

Centrala termică produce apă caldă pentru încălzire şi abur pentru scopuri tehnologice (inclusiv ventilaţie tehnologică), avînd un sistem complet automatizat pe bază de surse radioactive pentru alimentarea cu apă a cazanelor de abur.

Se precizează că urmărirea nivelului apei din cazane se face prin intermediul unui plutitor care în poziţiile de maxim şi minim declanşează funcţionarea pompelor de alimentare cu apă. Sistemul este realizat din surse radioactive şi elemente tipizate, făcînd obiectul cererii de brevet de invenţie nr. 62187 depusă la Oficiul de stat pentru invenţii şi mărci.

În afara faptului că procesul tehnologic, în întregime mecanizat, situează fabrica la un înalt nivel tehnic, în secţiile fabricii s-au aplicat o serie de principii actuale de ergonomie, precum diferenţierea secţiilor prin coloritul pereţilor şi al halatelor muncitoarelor, realizarea unor poziţii comode de lucru etc.

CONTRIBUŢII LA STUDIUL REŢELELOR SPAŢIALE PLANAR PĂTRATE DIAGONALE

Dr. doc. şt. tehn. Mircea V. Soare

1. INTRODUCERE

Acoperirea unor suprafeţe care comportă deschideri mari între punctele de reazem este neraţională sau practic imposibilă fără adoptarea unei structuri spaţiale. Într-un studiu anterior [5] aminteam că avantajul fundamental al unei asemenea structuri constă în faptul că toate elementele componente iau parte la preluarea şi transmiterea încărcărilor exterioare. Dimensiunile acestor elemente se uniformizează, nemaiputînd distinge net elementele principale de cele secundare.

Din categoria structurilor spaţiale, un interes deosebit îl prezintă sistemele de bare articulate la noduri, configuraţia barelor prezentînd anumite particularităţi. Dacă o parte din bare sînt dispuse în două feţe paralele, avem a face cu o reţea spaţială planară; comportarea spaţială este asigurată prin legarea nodurilor din cele două feţe cu diagonale.

Interesul faţă de acest tip de structură este justificat prin considerente estetice, o comportare statică favorabilă şi numeroase avantaje de ordin constructiv, ca posibilităţi de tipizare, uzinare, confecţionare în tronsoane, montaj rapid, amplasare uşoară a luminătoarelor, posibilitatea trecerii de ţevi şi conducte în spaţiul tehnic etc.

Aceste avantaje, aproape intuitive, cît şi numeroase exemple de realizări în străinătate au făcut ca problema reţelelor spaţiale reticulate să fie inclusă în planul de cercetări al INCERC din anul 1966. Tema de cercetare, urmînd să fie dusă pînă în faza finală de valorificare prin introducerea în proiectare şi executarea de structuri, a necesitat o abordare complexă a multiplelor aspecte pe care le prezintă, începînd de la studiul geometric şi găsirea unei conformări optime, stabilirea unei metode de calcul cît mai simple, studierea tipurilor de bare şi de noduri, realizarea unor cerinţe de ordin constructiv, ca sortiment minim de bare, posibilităţi de tipizare etc.

Cu articolul de faţă se iniţiază prezentarea celor mai importante rezultate obţinute, completate cu o serie de consideraţii suplimentare, în special în ce priveşte asimilarea structurii reticulate cu un mediu continuu echivalent.

2. GEOMETRIA REŢELEI

Reţeaua planar pătrată diagonală de care ne ocupăm în studiul de faţă prezintă particularitatea unor carelaje diferite în cele două feţe; presupunînd că conturul reţelei are o formă dreptunghiulară, barele feţei inferioare sînt dispuse paralel cu laturile conturului, în timp ce barele feţei superioare sînt orientate la 45° faţă de laturile conturului. Rezemarea pe contur se face la faţa superioară. În felul acesta, fiecare nod superior se proiectează în mijlocul unei bare inferioare. Diagonalele care unesc nodurile din cele două feţe sînt situate în plane verticale ce conţin şi barele inferioare (fig. 1).

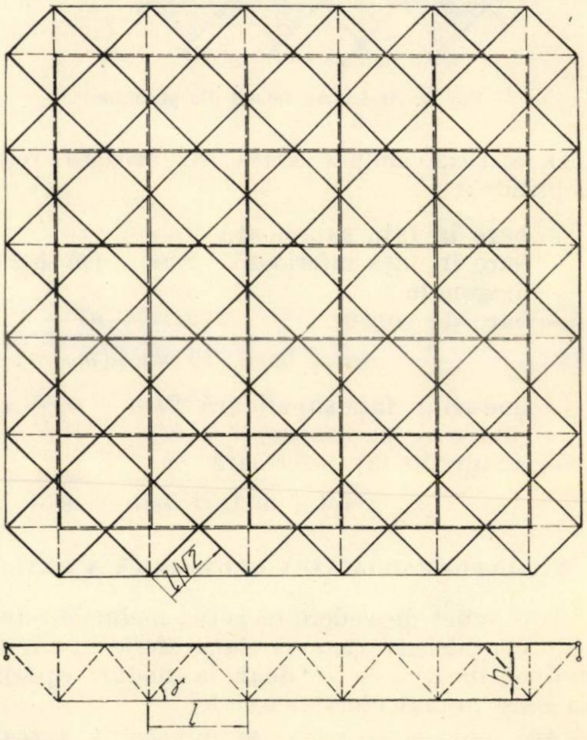


Fig. 1. Geometria reţelei spaţiale planar pătrată diagonală

Dacă se notează cu

l — lungimea unei bare din fața inferioară (pasul rețelei),

γ — unghiul de înclinare a diagonalelor față de planul orizontal,

h — înălțimea rețelei (distanța dintre cele două fețe paralele),

lungimile barelor din fața superioară, respecti ale diagonalelor, sînt :

$$l_s = \frac{l}{\sqrt{2}}, \quad l_d = \frac{l}{2\cos\gamma} = \frac{h}{\sin\gamma}. \tag{2.1}$$

La acest tip de rețea poate fi distins un element constituent, și anume o piramidă avînd baza un pătrat din fața superioară, iar vîrful un nod inferior.

Rețeaua rezultă din alăturarea unui număr de piramide așezate cu diagonalele în prelungire după două direcții perpendiculare (dispunere în șah) și din legarea vîrfurilor piramidelor cu bare întinse.

Fie o rețea de dimensiuni generale în plan $a = ml$ și $b = nl$, constituită deci din $m \times n$ piramide (fig. 2).

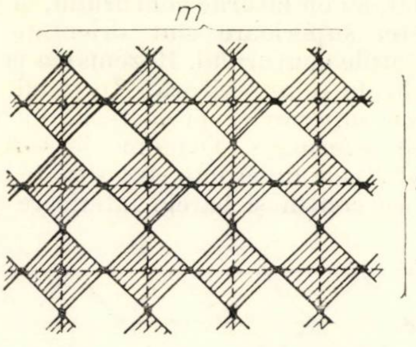


Fig. 2. Alcătuirea rețelei din piramide

O analiză simplă arată că această rețea cuprinde :

— bare în fața superioară	$4mn$
— bare în fața inferioară	$2mn - (m + n)$
— diagonale	$4mn$
— bare de contur	$2(m + n) - 4$
total bare	$10\,mn + (m + n) - 4$
— noduri în fața superioară	$2mn + m + n$
(din care pe contur)	$2(m + n)$
— noduri în fața inferioară	mn
total noduri	$3mn + m + n.$

3. INDEFORMABILITATEA GEOMETRICĂ A REȚELEI

Din punct de vedere teoretic, nodurile rețelei sînt considerate ca articulații sferice perfecte, pentru încărcarea ei doar la noduri apărînd în bare numai eforturi axiale.

Așa cum se va arăta la punctul 4, rețeaua planar pătrată diagonală este un sistem multiplu static nedeterminat și, în consecință, indeformabil. Conformarea sa geometrică specială, cu cele două fețe paralele alcătuite din pătrate, face ca indeformabilitatea (și deci comportarea spațială) să fie asigurată doar de diagonale. În lucrarea [3] este demonstrat analitic că, dacă nodurile de contur sînt fixe, iar structura este neîncărcată în deschidere, sistemul de ecuații care determină săgețile nodurilor are o soluție unică nulă ; de aici decurge indeformabilitatea structurii.

În cele ce urmează se dă o demonstrație geometrică directă. Pentru aceasta, se presupune că rezemarea se face pe un contur dreptunghiular, fiind asigurată fixitatea nodurilor de contur (din fața superioară).

Referindu-ne în primul rînd la elementul constituent, o piramidă izolată are deformabilă doar baza (pătrată), deoarece fețele laterale sînt triunghiuri.

Dacă se așază piramida în colțul suprafeței dreptunghiulare de acoperit, există următoarele două posibilități de deformații cinematice :

— deformarea feței (din pătrat în romb) (fig. 3 a),

— rotirea piramidei în jurul axei 1—1 care unește cele două noduri de reazem (fig. 3 b).

Adăugînd o a doua piramidă, rezultă trei noduri de reazem coplanare, deci ansamblul rămîne deformabil doar în planul feței superioare a rețelei. Vîrfurile bazei primei piramide sînt toate fixe și doar baza piramidei secunde este deformabilă.

Situația se repetă cu adăugarea unor noi piramide pe aceeași linie de contur : toate piramidele au noduri fixe și doar ultima piramidă are baza deformabilă (fig. 3 c).

Prin închiderea șirului de piramide, ultima avînd două noduri rezemate pe contur (pe două linii de contur vecine), ansamblul devine strict indeformabil (fig. 3 d).

Vîrfurile libere ale șirului de piramide montate sînt noduri fixe și joacă rolul liniei de contur nedeformabile din prima fază. În felul acesta, din aproape în aproape, se demonstrează că rețeaua planar pătrată diagonală este indeformabilă.

Fixitatea nodurilor de contur (în planul feței superioare, în lungul conturului) este asigurată cel mai simplu prin adăugarea unor bare de contur al căror rol static este redus.

În cazul în care aceste bare lipsesc, rețeaua rămîne indeformabilă pentru sarcini verticale. Sub acțiunea unor sarcini orizontale sînt posibile rotiri ale piramidelor, așa cum se arată în figura 4.

4. GRADUL DE NEDETERMINARE STATICĂ

Gradul de nedeterminare statică s a unei structuri spațiale articulate se evaluează cu ajutorul relației

$$s = b + r - 3N,$$

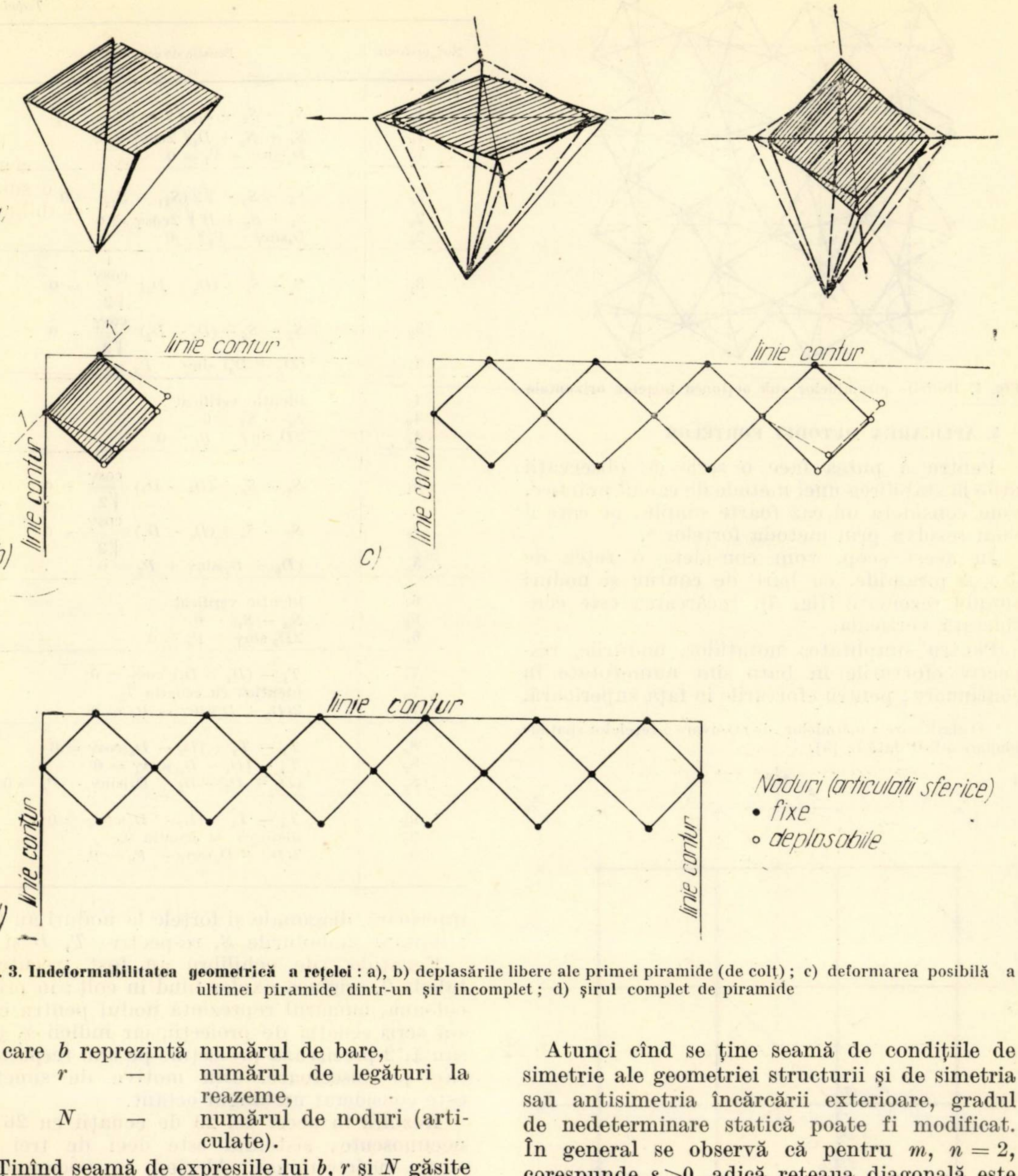

a)
linie contur
linie contur
b)
linie contur
linie contur
c)
linie contur
linie contur
linie contur
d)
Noduri (articulații sferice)
• fixe
○ deplasabile

Fig. 3. Indeformabilitatea geometrică a rețelei : a), b) deplasările libere ale primei piramide (de colț) ; c) deformarea posibilă a ultimei piramide dintr-un șir incomplet ; d) șirul complet de piramide

în care b reprezintă numărul de bare,

r — numărul de legături la reazeme,

N — numărul de noduri (articulate).

Ținînd seamă de expresiile lui b, r și N găsite la punctul 2, și de posibilitățile de rezemare pe contur, rezultă gradele de nedeterminare statică s trecute în tabela 1.

Tabela 1

Deplasarea nodurilor de contur, în direcție normală pe contur	Cu bare de contur	Fără bare de contur
liberă	$mn - 4$	$mn - 2(m + n)$
împiedicată	$mn + 2(m + n) - 4$	mn

Atunci cînd se ține seamă de condițiile de simetrie ale geometriei structurii și de simetria sau antisimetria încărcării exterioare, gradul de nedeterminare statică poate fi modificat. În general se observă că pentru m, $n = 2$, corespunde $s > 0$, adică rețeaua diagonală este static nedeterminată.

Trebuie remarcat totodată că distribuția barelor în cele două fețe și în diagonale nu are aceeași densitate, fiind mai mică pentru fața inferioară. Din această cauză, la studierea adaptării plastice a sistemului, doar un număr redus de bare întinse (din fața inferioară) poate atinge limita de curgere, înainte de separarea rețelei într-un mecanism și un sistem static nedeterminat.

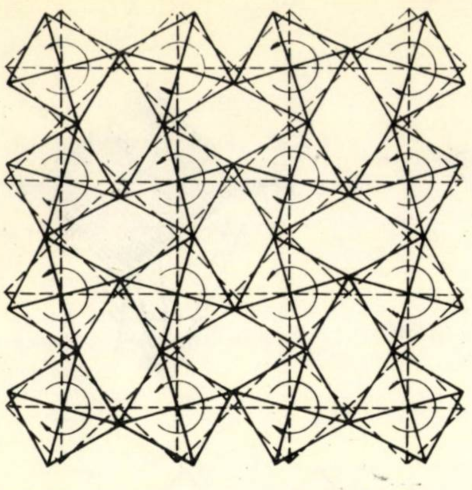


Fig. 4. Rotirile piramidelor sub acţiunea forţelor orizontale

5. APLICAREA METODEI FORŢELOR

Pentru a putea face o serie de observaţii utile la stabilirea unei metode de calcul practice, vom considera un caz foarte simplu, pe care îl vom rezolva prin metoda forţelor *.

În acest scop, vom considera o reţea de 4 × 4 piramide, cu bare de contur şi noduri simplu rezemate (fig. 5). Încărcarea este considerată verticală.

Pentru simplitatea notaţiilor, nodurile, respectiv eforturile în bare sînt numerotate în continuare; pentru eforturile în faţa superioară, inferioară, diagonale şi forţele la noduri au fost adoptate simbolurile S, respectiv T, D şi P.

Ecuaţiile de echilibru au fost trecute în tabela 2, originea axelor fiind în colţ; în prima coloană, numărul reprezintă nodul pentru care s-a scris ecuaţia de proiecţii, iar indicii x, y, z sau 1, 2 precizează proiecţiile pe axa respectivă sau pe bisectoare. Din motive de simetrie este considerat un singur octant.

Rezultă în acest fel 23 de ecuaţii cu 26 de necunoscute; sistemul este deci de trei ori static nedeterminat. Alegînd ca necunoscute static nedeterminate

$$X_1 = V_2, \ X_2 = S_{11} \text{ şi } X_3 = S_{12}, \qquad (5.1)$$

şi considerînd încărcări nodale uniforme în cele două feţe

$$P_3 = P_4 = P_5 = P_6 = P_s, \ P_7 = P_8 = P_9 = P_i,$$

eforturile din sistemul de bază (static determinat) se scriu sub formă generică

$$N = (n_0' P_s + n_0'' P_i) + X_1 n_1 + X_2 n_2 + X_3 n_3. \qquad (5.2)$$

Tabela 2

Nod, proiecţii	Ecuaţia de echilibru
1_x	$S_1 - S_2 - S_{11}\sqrt{2} = 0$
1_y	$S_1 + S_2 + D_1\sqrt{2}\cos\gamma = 0$
1_z	$D_1\sin\gamma - V_1 = 0$
2_x	$S_4 - S_3 - \sqrt{2}(S_{11} - S_{12}) = 0$
2_y	$S_4 + S_3 + D\sqrt{2}\cos\gamma = 0$
2_z	$D_4\sin\gamma - V_2{}^5 = 0$
3_1	$S_2 - S_6 + (D_2 - D_3)\dfrac{\cos\gamma}{\sqrt{2}} = 0$
3_2	$S_3 - S_5 - (D_2 - D_3)\dfrac{\cos\gamma}{\sqrt{2}} = 0$
3_z	$(D_2 + D_3)\sin\gamma + P_3 = 0$
4_x	identic verificat
4_y	$S_4 - S_7 = 0$
4_z	$2D_5\sin\gamma + P_4 = 0$
5_1	$S_6 - S_9 + (D_6 - D_7)\dfrac{\cos\gamma}{\sqrt{2}} = 0$
5_2	$S_7 - S_8 + (D_6 - D_7)\dfrac{\cos\gamma}{\sqrt{2}} = 0$
5_z	$(D_6 + D_7)\sin\gamma + P_5 = 0$
6_x	identic verificat
6_y	$S_9 - S_{10} = 0$
6_z	$2D_8\sin\gamma + P_6 = 0$
7_x	$T_1 - (D_1 - D_2)\cos\gamma = 0$
7_y	identică cu ecuaţia 7_x
7_z	$2(D_1 + D_2)\sin\gamma - P_7 = 0$
8_x	$T_1 - T_2 + (D_3 - D_5)\cos\gamma = 0$
8_y	$T_3 - (D_4 - D_6)\cos\gamma = 0$
8_z	$(D_3 + D_4 + D_5 + D_6)\sin\gamma - P_8 = 0$
9_x	$T_3 - T_4 + (D_7 - D_8)\cos\gamma = 0$
9_y	identică cu ecuaţia 9_x
9_z	$2(D_7 + D_8)\sin\gamma - P_9 = 0$

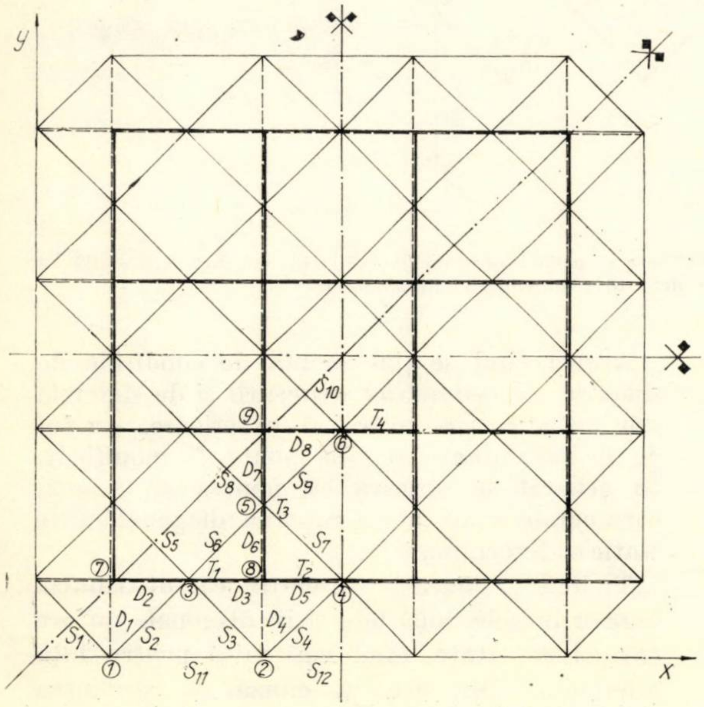


Fig 5. Notarea eforturilor la o reţea cu 4 × 4 piramide

---

* O clasificare a metodelor de rezolvare a reţelelor spaţiale planare a fost dată în [5].

Tabela 3

Efort	n_0'	n_0''	n_1	*	n_2	n_3	Cu bare de contur		Fără bare de contur		Metoda aproximativă	
							P_s	P_i	P_s	P_i	P_s	P_i
S_1	− 3	− 2	+1	$\frac{\text{cotg}\gamma}{\sqrt{2}}$	$+1/\sqrt{2}$	0	−0,7109	−0,4910	−0,3631	−0,3440	−0,8165	−0,3062
S_2	− 3	− 2	+1		$-1/\sqrt{2}$	0	−0,0157	−0,0744	−0,3631	−0,3440	−0,8165	−0,3062
S_3	0	0	−1		$-1/\sqrt{2}$	$+1/\sqrt{2}$	−1,0344	−0,6301	−0,8616	−0,4725	−0,5103	−1,2248
S_4	0	0	−1		$+1/\sqrt{2}$	$-1/\sqrt{2}$	−0,6882	−0,4373	−0,8616	−0,4725	−1,2248	−0,5103
S_5	+ 5	+ 3	−3		$-1/\sqrt{2}$	$+1/\sqrt{2}$	−0,7161	−0,1681	−0,5435	−0,1927	−0,8165	−0,3062
S_6	− 8	− 5	+3		$-1/\sqrt{2}$	0	−0,3340	−0,2317	−0,6812	−0,6238	−1,2248	−0,5103
S_7	0	0	−1		$+1/\sqrt{2}$	$-1/\sqrt{2}$	−0,6882	−0,4373	−0,8616	−0,4725	−1,2248	−0,5103
S_8	− 2	− 1	−1		$+1/\sqrt{2}$	$-1/\sqrt{2}$	−1,5046	−0,8455	−1,6781	−0,8807	−2,0413	0,9186
S_9	−10	− 6	+3		$-1/\sqrt{2}$	0	−1,1504	−0,6399	−1,4977	−1,0321	−2,0413	−0,9186
S_{10}	−10	− 6	+3		$-1/\sqrt{2}$	0	−1,1504	−0,6399	−1,4977	−1,0321	−2,0413	−0,9186
$S_{11} = X_2$	0	0	0		+1	0	−0,4916	−0,2946	—	—	—	—
$S_{12} = X_3$	0	0	0		0	+1	−0,4309	−0,7364	—	—	—	—
T_1	+ 6	+ 3,5	−2	cotgγ	0	0	+1,0274	+0,5111	+1,0671	+0,6844	+1,1548	+0,5774
T_2	+ 8,5	+ 5	−3		0	0	+1,2524	+0,6224	+1,2520	+0,8822	1,4434	+0,7217
T_3	+ 1,5	+ 0,5	+1		0	0	+2,0841	+1,0433	+2,0845	+0,9568	+2,2008	+1,0104
T_4	+ 2,5	+ 1	+1		0	0	+2,6614	+1,3320	+1,6619	+1,2455	+2,5982	+1,2991
D_1	+ 3	+ 2	−1	$\frac{1}{\sin\gamma}$	0	0	+1,0276	+0,7998	+1,0272	+0,9731	+1,1547	+0,8660
D_2	− 3	− 1,5	+1		0	0	−1,0276	−0,2224	−1,0272	−0,3957	−1,1547	−0,8660
D_3	+ 2	+ 1,5	−1		0	0	−0,1271	+0,2224	−0,1275	+0,3957	0	+0,2886
D_4	0	0	+1		0	0	+2,4365	+1,5096	+2,4370	+1,3364	+2,3095	+1,4434
D_5	− 0,5	0	0		0	0	−0,5773	0	−0,5773	0	−0,5774	0
D_6	− 1,5	− 0,5	0		0	0	−1,7319	−0,5773	−1,7320	+0,5773	−1,7321	−0,5774
D_7	+ 0,5	+ 0,5	0		0	0	+0,5773	+0,5773	+0,5773	+0,5773	+0,5774	+0,5774
D_8	− 0,5	0			0	0	−0,5773	0	−0,5773	0	−0,5774	0
V_1	+ 3	+ 2	−1		0	0	+0,8899	+0,6926	+0,8859	+0,8727	+1	+0,75
$V_2 = X_1$	0	0	+1		0	0	+2,1101	+1,0374	+1,1240	+1,1573	+2	+1,25

* Multiplicator pentru valorile din coloanele n_0', n_0'' şi n_1

Coeficienţii n_0', n_0'', n_1 şi n_2 au fost trecuţi în tabela 3.

Necunoscutele X_1, X_2, X_3 se determină din sistemul de ecuaţii canonice

$$\left.\begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \Delta_{1p} = 0,\\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \Delta_{2p} = 0,\\ \delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \Delta_{3p} = 0.\end{aligned}\right\} \quad (5.3)$$

Notînd rigidităţile axiale ale barelor cu

$$k_i = \frac{EA_i}{l},\ k_s = \frac{EA_s}{l_s},\ k_d = \frac{EA_d}{l_d},\ k_c = \frac{EA_c}{l}, \tag{5.4}$$

coeficienţii de influenţă din sistemul (5.3) au, în final, expresiile

$$\delta_{11} = \frac{128\,\text{cotg}^2\gamma}{k_s} + \frac{80\,\text{cotg}^2\gamma}{k_i} + \frac{32}{k_d \sin^2\gamma},$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = -\frac{32\,\text{cotg}\,\gamma}{k_s},$$

$$\delta_{13} = \delta_{31} = 0,$$

$$\delta_{22} = \frac{32}{k_s} + \frac{8}{k_c},$$

$$\delta_{23} = \delta_{32} = -\frac{8\sqrt{2}}{k_i},$$

$$\delta_{33} = \frac{16}{k_s} + \frac{4}{k_c},$$

$$\Delta_{1p} = -(320\,P_s + 196\,P_i)\frac{\text{cotg}^2\gamma}{k_s} - (176\,P_s + 108\,P_i)\frac{\text{cotg}^2\gamma}{k_i} - (64\,P_s + 40\,P_i)\frac{1}{k_d \sin^2\gamma},$$

$$\Delta_{2p} = (84\,P_s + 52\,P_i)\frac{\text{cotg}^2\gamma}{k_s},$$

$$\Delta_{3p} = (14\,P_s + 8\,P_i)\frac{\text{cotg}\,\gamma}{k_s}.$$

Să considerăm cazul particular $\gamma = 60°$, $A_s = A_i = A_c$ şi $A_d = 0{,}6064\,A_i$; pentru rigidităţile axiale rezultă din (5.4):

$$k_s = k_i,\ k_c = k_i,\ k_d = 0{,}6064\,k_i,$$

şi sistemul de ecuaţii canonice (5.3) se scrie

$$+127{,}1960\,X_1 - 13{,}0639\,X_2 = +274{,}8102\,P_s + 170{,}1469\,P_i,$$

$$-13{,}0639\,X_1 + 30{,}6274\,X_2 - 11{,}3137\,X_3 = -34{,}2929\,P_s - 21{,}2289\,P_i,$$

$$-11{,}3137\,X_2 + 15{,}3137\,X_3 = -5{,}7155\,P_s - 3{,}2660\,P_i,$$

cu rădăcinile

$$X_1 = +2{,}1101\,P_s + 1{,}3074\,P_i,$$
$$X_2 = -0{,}4916\,P_s - 0{,}2946\,P_i,$$
$$X_3 = -0{,}7364\,P_s - 0{,}4309\,P_i.$$

Valorile finale ale eforturilor, deduse cu ajutorul relației generale (5.2) au fost trecute în tabela 3.

Cazul aceleiași rețele, fără bare de contur, se tratează mai simplu. Dispărînd barele S_{11} și S_{12}, sistemul este o dată static nedeterminat, iar ecuația corespunzătoare se deduce din (5.3) sub forma

$$\delta_{11} X_1 + \Delta_{1p} = 0,$$

cu soluția numerică

$$X_1 = +\,2{,}1605\,P_s + 1{,}3377\,P_i.$$

Valorile corespunzătoare ale eforturilor au fost, de asemenea, trecute în tabela 3.

Din examinarea valorilor eforturilor în cele două cazuri se pot desprinde unele observații importante :

1. Prezența barelor de contur nu influențează practic valorile eforturilor în barele feței inferioare și în diagonale.

2. Starea de eforturi în fața superioară este în mai mare măsură influențată de prezența sau absența barelor de contur, în special în barele din vecinătatea conturului.

3. În cele patru bare S ale unei aceleiași piramide, eforturile au valori apropiate; diferențele sînt cu atît mai reduse cu cît încărcarea este mai uniformă și cu cît este mai mare numărul de piramide $m \times n$.

Ultima observație stă la baza unei metode aproximative de calcul al rețelelor planare pătrate diagonale la încărcări verticale; ea a fost preconizată de Kato, Takanashi, Tsushima și Hirata [3], plecînd de la alte premise.

Să reluăm, pentru început, exemplul numeric precedent.

Dacă barele de contur lipsesc, în sistemul de ecuații din tabela 2 trebuie să luăm $S_{11} = S_{12} = 0$. În această situație, rezultă

$$S_1 = S_2,\ S_3 = S_4 = S_7,\ S_9 = S_{10}.$$

Asociind condițiile suplimentare

$$S_2 = S_5,\ S_6 = S_7 \text{ și } S_8 = S_9$$

sistemul devine static determinat. Expresiile eforturilor sînt trecute în ultimele două coloane ale tabelei 3, pentru datele numerice considerate.

Din compararea rezultatelor obținute prin aplicarea metodei exacte și a metodei aproximative reiese că acestea sînt în bună concordanță pentru barele din fața inferioară și diagonale. Calculele numerice au arătat că cu cît densitatea rețelei crește, cu atît este mai bună și concordanța pentru eforturile din barele feței superioare.

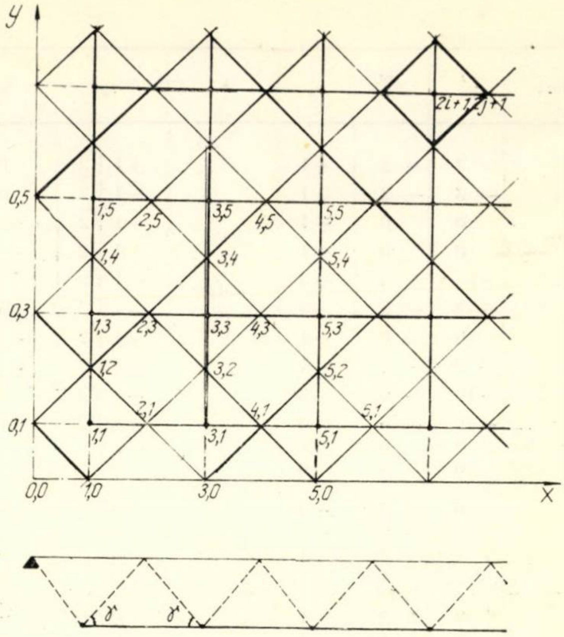


Fig. 6. Numerotarea nodurilor

Dată fiind simplitatea metodei aproximative, vom trece, în cele ce urmează, la o expunere sistematică a ei.

6. METODA APROXIMATIVĂ

Vom alege originea axelor în colțul din stînga al feței superioare. Fiecare nod este caracterizat prin indici dubli, astfel încît nodurilor din fața inferioară (vîrfurile piramidelor întoarse) le revin numere impare. Cu alte cuvinte, șirul natural al numerelor corespunde la jumătăți de intervale ($l/2$), așa cum se arată în figura 6.

Pentru determinarea eforturilor în bare, să izolăm o piramidă curentă, definită prin vîrful ei $(2i+1,\ 2j+1)$.

Eforturile în barele din fața inferioară sînt $T_{2i,\,2j+1}$ și $T_{2i+2,\,2j+1}$ în direcția x, respectiv $T_{2i+1,\,2j}$ și $T_{2i+1,\,2j+2}$ în direcția y.

În fiecare nod al feței superioare ar trebui introduse, în general, trei forțe de legătură, de exemplu pentru nodul $2i,\ 2j+1$ (fig. 7 a) : $N_{2i,\,2j+1}$, $\overline{N}_{2i,\,2j+1}$ și $Q_{2i,\,2i+1}$.

Forțe de legătură similare sînt introduse și în celelalte trei noduri.

Eforturile în fața superioară sînt egale, prin ipoteză, și notate cu $S_{2i+1,\,2j+1}$. În diagonale apar eforturile $D_{2i,\,2j+1}$, $D_{2i+2,\,2j+1}$, $D_{2i+1,\,2j}$, $D_{2i+1,\,2j+2}$.

Încărcarea exterioară (verticală) este concentrată la noduri, și anume :

P_i	reprezintă	sarcina aferentă unui nod din fața inferioară
P_s	—	sarcina aferentă unui nod din fața superioară.

Se va observa că suprafețele aferente celor două noduri sînt diferite, și anume l^2 în fața inferioară și $l^2/2$ în fața superioară; de ase-

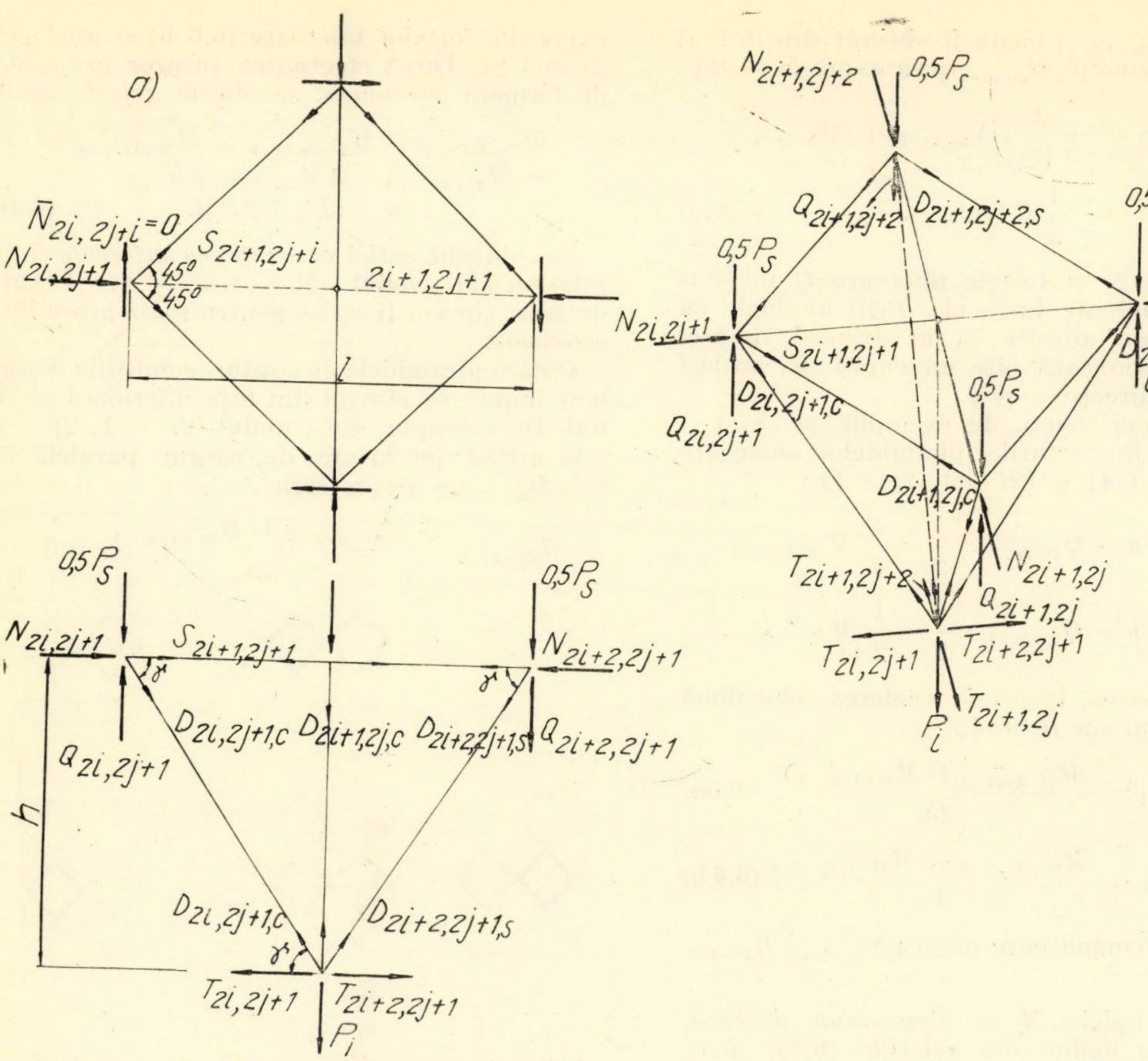

a)
$\bar{N}_{2i,2j+i}=0$
$N_{2i,2j+1}$
$S_{2i+1,2j+i}$
45°
45°
$2i+1,2j+1$
l
$0,5P_s$
$0,5P_s$
$N_{2i,2j+1}$
$S_{2i+1,2j+1}$
$N_{2i+2,2j+1}$
γ
γ
$D_{2i,2j+1,c}$
$D_{2i+1,2j,c}$
$D_{2i+2,2j+1,s}$
$Q_{2i+2,2j+1}$
$Q_{2i,2j+1}$
h
$D_{2i,2j+1,c}$
$D_{2i+2,2j+1,s}$
γ
$T_{2i,2j+1}$
$T_{2i+2,2j+1}$
P_i
$N_{2i+1,2j+2}$
$0,5P_s$
$Q_{2i+1,2j+2}$
$D_{2i+1,2j+2,s}$
$0,5P_s$
$0,5P_s$
$N_{2i+2,2j+1}$
$N_{2i,2j+1}$
$S_{2i+1,2j+1}$
$D_{2i+2,2j+1,s}$
$Q_{2i+2,2j+1}$
$D_{2i,2j+1,c}$
$0,5P_s$
$Q_{2i,2j+1}$
$D_{2i+1,2j,c}$
$N_{2i+1,2j}$
$T_{2i+1,2j+2}$
$Q_{2i+1,2j}$
$T_{2i,2j+1}$
$T_{2i+2,2j+1}$
$T_{2i+1,2j}$
P_i

Fig. 7. Echilibrul unei piramide : a) plan şi vedere ; b) perspectivă

menea la examinarea echilibrului unei piramide izolate, fiecărui nod îi revine cîte 0,5 P_s.

Trecem să exprimăm echilibrul nodurilor. Ecuaţiile relative la nodul $(2i,\ 2j+1)$ se scriu :

$$+N_{2i,\,2j+1}+\sqrt{2}\,S_{2i+1,\,2j+1}+D_{2i,2j+1}\cos\gamma=0, \tag{6.1 a}$$

$$-Q_{2i,2j+1}+D_{2i,\,2j+1}\sin\gamma+0{,}5P_s=0, \tag{6.1 b}$$

$$\overline{N}_{2i,\,2j+1}=0. \tag{6.1 c}$$

Relaţia (6.1 c) exprimă faptul important că efectul reciproc al piramidelor, în planul bazelor, se reduce la o forţă normală acţionînd după linia diagonalelor.

O secţiune verticală arată că

$$N_{2i,\,2j+1}=T_{2i,\,2j+1}\ \text{şi}\ N_{2i+1,\,2j}=T_{2i+1,\,2j}. \tag{6.2}$$

Pentru echilibrul întregii piramide mai pot fi scrise o ecuaţie de proiecţie pe axa Oz şi două ecuaţii de momente (de exemplu, în raport cu axele care trec prin vîrf) :

$$-Q_{2i,\,2j+1}+Q_{2i+2,\,2j+1}-Q_{2i+1,\,2j}+\\+Q_{2i+1,\,2j+2}=-(P_i+2P_s) \tag{6.3a}$$

$$(T_{2i,\,2j+1}-T_{2j+2,\,2j+1})\,h+(Q_{2i,\,2j+1}+\\+Q_{2i+2,\,2j+1})\,\frac{l}{2}=0, \tag{6.3b}$$

$$(T_{2i+1,2j}-T_{2i+1,\,2j+2})\,h+(Q_{2i+1,2j}+\\+Q_{2j+1,\,2j+2})\,\frac{l}{2}=0. \tag{6.3c}$$

Din relaţia (6.1b) şi analogele pentru celelalte noduri superioare rezultă expresiile eforturilor în diagonale în funcţie de *forţele tăietoare* :

$$D_{2i,2j+1}=\frac{1}{\sin\gamma}\left(Q_{2i,\,2j+1}-\frac{1}{2}P_s\right), \tag{6.4a}$$

$$D_{2i+2,\,2j+1}=-\frac{1}{\sin\gamma}\,(Q_{2i+2,\,2j+1}+\frac{1}{2}P_s), \tag{6.4b}$$

$$D_{2i+1,\,2j}=\frac{1}{\sin\gamma}(Q_{2i+1,\,2j}-\frac{1}{2}P_s), \tag{6.4c}$$

$$D_{2i+1,\,2j+2}=-\frac{1}{\sin\gamma}\,(Q_{2i+1,\,2j+2}+\frac{1}{2}P_s). \tag{6.4d}$$

Efortul $S_{2i+1,2j+1}$ poate fi obţinut din (6.1 a) în care înlocuim pe $D_{2i,\,2j+1}$ prin expresia (6.4a) :

$$S_{2i+1,\,2j+1} = -\frac{1}{\sqrt{2}}\left[N_{2i,\,2j+1} + \left(Q_{2i,2j+1} - \right.\right.$$
$$\left.\left. -\frac{1}{2}P_i\right)\operatorname{cotg}\gamma\right]. \qquad (6.5)$$

Eforturile N şi forţele tăietoare Q nu sînt însă independente între ele. Prin analogie cu dalele, putem admite că în dreptul fiecărei piramide acţionează cîte un cuplu M, acelaşi pe ambele direcţii x şi y.

Să reducem acum, de exemplu, pe $N_{2i,\,2j+1}$ şi $Q_{2i,\,2j+1}$ la vîrfurile piramidelor adiacente $(2i-1,\ 2j+1)$ şi $(2i+1,\ 2j+1)$:

$$\left.\begin{aligned} N_{2i,\,2j+1}\cdot b - Q_{2i,\,2j+1}\cdot\frac{l}{2} &= \frac{1}{2}M_{2i-1,\,2j+1},\\ N_{2i,\,2j+1}\cdot h + Q_{2i,\,2j+1}\cdot\frac{l}{2} &= \frac{1}{2}M_{2i+1,\,2j+1}.\end{aligned}\right\}$$

Prin adunarea, respectiv scăderea celor două relaţii de mai sus rezultă :

$$N_{2i,\,2j+1} = \frac{M_{2i-1,\,2j+1} + M_{2i+1,\,2j+1}}{2h}, \qquad (6.6a)$$

$$Q_{2i,\,2j+1} = \frac{M_{2i+1,\,2j+1} - M_{2i-1,\,2j+1}}{l}, \qquad (6.6\,b)$$

şi expresii asemănătoare pentru $N_{2i+1,\,2j}$, $Q_{2i+1,\,2j}$ etc.

Alegînd cuplele M ca *necunoscute de bază*, eforturile se deduc din relaţiile (6.4), (6.5), (6.6 a) şi (6.2), sub forma

$$S_{2i+1,\,2j+1} = -\left(\frac{2}{l}M_{2i+1,\,2j+1} - \frac{1}{2}P_s\right)\frac{\operatorname{cotg}\gamma}{\sqrt{2}}, \qquad (6.7)$$

$$D_{2i,\,2j+1} = \left(\frac{M_{2i+1,\,2j+1} - M_{2i-1,\,2j+1}}{l} - \right.$$
$$\left. -\frac{1}{2}P_s\right)\frac{1}{\sin\gamma}, \qquad (6.8a)$$

$$D_{2i+2,\,2j+1} = -\left(\frac{M_{2i+3,\,2j+1} - M_{2i+1,\,2j+1}}{l} + \right.$$
$$\left. +\frac{1}{2}P_s\right)\frac{1}{\sin\gamma}, \qquad (6.8\,b)$$

$$T_{2i+1,\,2j+1} = \frac{M_{2i-1,\,2j+1} + M_{2i+1,\,2j+1}}{h} =$$
$$= \frac{M_{2i-1,\,2+1} + M_{2i+1,\,2j+1}}{l}\operatorname{cotg}\gamma \qquad (6.9)$$

şi relaţii analoge pentru direcţia y.

Ţinînd seama de (6.6), relaţiile (6.3 b), (6.3 c) sînt identic verificate. Rămîn de determinat momentele M. Pentru aceasta, se introduc expresiile forţelor tăietoare (6.6 b) şi analogele în (6.3 a). După efectuarea tuturor grupărilor de termeni asemenea, se obţine relaţia finală

$$M_{2i-1,\,2j+1} + M_{2i+3,\,2j+1} + M_{2i+1,\,2j-1} +$$
$$+ M_{2i+1,\,2j+3} - 4M_{2i+1,\,2i+1} =$$
$$= -(P_i + 2P_s)l. \qquad (6.10)$$

S-a obţinut astfel o *ecuaţie cu diferenţe finite* relativă la nodul $(2i+1,\ 2j+1)$. Ecuaţii de acest tip vor fi scrise pentru toate *piramidele interioare.*

Pentru piramidele de contur, condiţiile marginale impun ca efortul din faţa inferioară să fie nul. De exemplu, dacă nodul $(2i'+1,\ 2j+1)$ este situat pe latura de contur paralelă cu axa Oy, vom putea scrie

$$T_{2i',\,2j+1} = \frac{M_{2i'-1,\,2+1} + M_{2i'+1,\,2j+1}}{2h} = 0$$

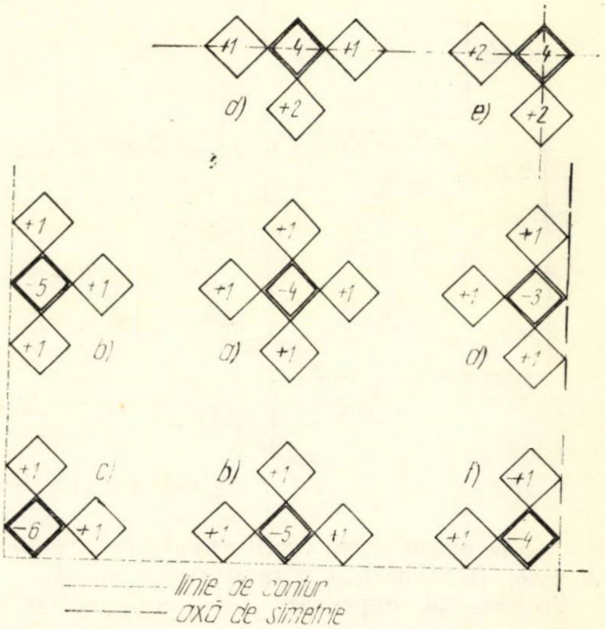


Fig. 8. **Molecula de calcul pentru o piramidă :** a) curentă ; b) de contur ; c) de colţ ; d) situată pe sau lîngă o axă de simetrie ; e) centrală ; f) de contur şi situată lîngă o axă de simetrie

din care rezultă condiţia marginală

$$M_{2i'+1,\,2j+1} = -M_{2i'-1,\,2j+1}, \qquad (6.11\text{ a})$$

respectiv pentru axa Oy

$$M_{-1,\,2j+1} = -M_{1,\,2j+1}. \qquad (6.11\text{ b})$$

Moleculele de calcul pentru o piramidă curentă, piramide de contur şi de colţ sînt redate în figura 8 a, b, c, d; în cazul unei axe de simetrie, diferitele posibilităţi sînt redate în figura 8 e, f, g.

Condiţiile marginale fiind precizate, vor putea fi scrise atîtea ecuaţii cîte piramide are reţeaua.

În cazul unei încărcări uniforme a tuturor nodurilor, avem $(P_i + 2P_s)\,l = \text{const}$ şi se poate nota

$$M = (P_i + 2P_s)\,l\cdot m, \qquad (6.12)$$

în care m reprezintă noi necunoscute, sub formă adimensională.

În funcţie de noile necunoscute m, ecuaţia cu diferenţe finite (6.10) se scrie

$$m_{2i-1,2j+1}+m_{2i+3,2j+1}+m_{2i+1,2j-1}+ \\ +m_{2i+1,2j+3}-4m_{2i+1,2j+1}=-1, \qquad (6.13)$$

iar expresiile eforturilor devin:

$$S_{2i+1,2j+1}=-\frac{\text{cotg}\gamma}{\sqrt{2}}\Big[2(P_i+2P_s)m_{2i+1,2j+1}- \\ -\frac{1}{2}P_s\Big], \qquad (6.14)$$

$$T_{2i,2j+1}=(m_{2i-1,2j+1}+m_{2i+1,2j+1})(P_i+ \\ +2P_s)\,\text{cotg}\gamma, \qquad (6.15)$$

$$D_{2i,2j+1}=\frac{1}{\sin\gamma}\Big[(P_i+2P_s)(m_{2i+1,2j+1}- \\ -m_{2i-1,2j+1})-\frac{1}{2}P_s\Big], \qquad (6.16\ a)$$

$$D_{2i+2,2j+1}=-\frac{1}{\sin\gamma}\Big](P_i+2P_s)(m_{2i+3,2j+1}- \\ -m_{2i+1,2j+1})+\frac{1}{2}P_s\Big]. \qquad (6.16\ b)$$

Reacţiunile pe contur, de exemplu pe latura $i=0$, au expresia

$$V_{o,2j+1}=2(P_i+2P_s)m_{1,2j+1}. \qquad (6.17)$$

Datorită faptului că, prin ipoteza simplificatoare admisă, reţeaua este un sistem static determinat, starea de eforturi depinde doar de numărul de intervale în care sînt împărţite laturile ($m=a/l$, $n=b/l$).

Înălţimea reţelei h intervine indirect prin factorii cotgγ şi $1/\sin\gamma$, ea neinfluenţînd determinarea coeficienţilor adimensionali.

7. Calculul deformaţiilor

Starea de deformaţie a reţelei va fi cunoscută dacă, pentru fiecare nod, vom determina cele trei deplasări u, v, w în direcţiile axelor x, y, z. Relaţia care determină efortul într-o bară oarecare, atunci cînd se cunosc deplasările capetelor, a fost dedusă în lucrarea [5].

Să scriem aceste relaţii pentru barele din faţa superioară, făcînd parte din piramida ($2i+1$, $2j+1$). Pentru diferenţierea barelor, vom nota eforturile respectiv cu S_a, S_b, S_c şi S_d (fig. 9):

$$S_a=\frac{k_s}{\sqrt{2}}(u_{2i+1,2j}-u_{2i,2j+1}-v_{2i+1,2j}+v_{2i,2j+1}),$$

$$S_b=\frac{k_s}{\sqrt{2}}(u_{2i+2,2j+1}-u_{2i+1,2j}+v_{2i+2,2j+1}-v_{2i+1,2j}),$$

$$S_c=\frac{k_s}{\sqrt{2}}(-u_{2i+1,2j+2}+u_{2i+2,2j+1}+v_{2i+1,2j+2}- \\ -v_{2i+2,2j+1}),$$

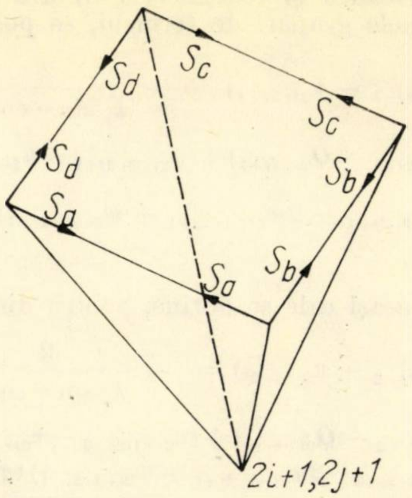


Fig. 9. Notarea eforturilor în faţa superioară a piramidei

$$S_d=\frac{k_s}{\sqrt{2}}(-u_{2i,2j+1}+u_{2i+1,2j+2}-v_{2i,2j+1}+ \\ +v_{2i+1,2j+2}).$$

Adunînd membru cu membru, se obţine

$$S_a+S_b+S_c+S_d=4S_{2i+1,2j+1}=\sqrt{2}k_s(u_{2s+2,2j+1}- \\ -u_{2i,2j+1}+v_{2i+1,2j+2}-v_{2i+1,2j}). \qquad (7.1)$$

Trecem acum la eforturile în diagonale. Considerînd două piramide care au nodul comun ($2i$, $2j+1$), eforturile în diagonalele care concură la acest nod se scriu:

$$D_{2i-1,2j+1,c}=-\frac{1}{\sin\gamma}\left(Q_{2i,2j+1}+\frac{1}{2}P_s\right)= \\ =k_d\,[(u_{2i,2j+1}-u_{2i-1,2j+1})\cos\gamma-(w_{2i,2j+1}- \\ -w_{2i-1,2j+1})\sin\gamma], \qquad (7.2a)$$

$$D_{2i,2j+1,s}=+\frac{1}{\sin\gamma}\left(Q_{2i,2j+1}-\frac{1}{2}P_s\right)= \\ =k_d\,[(u_{2i+1,2j+1}-u_{2i,2j+1})\cos\gamma+(w_{2i+1,2j+1}- \\ -w_{2i,2j+1})\sin\gamma]. \qquad (7.2b)$$

Scăzînd membru cu membru, cele două relaţii (7.2), se obţine

$$\frac{2}{\sin\gamma}Q_{2i,2j+1}=k_d\,[(u_{2i-1,2j+1}-2u_{2i,2j+1}+ \\ +u_{2i+1,2j+1})\cos\gamma+(w_{2i+1,2j+1}-w_{2i-1,2j+1})\sin\gamma]. \qquad (7.3\ a)$$

Trecînd la nodul vecin ($2i+2$, $2j+1$) — ceea ce revine la a schimba pe i în ($i+1$) — din (7.3 a) se deduce

$$\frac{2}{\sin\gamma}Q_{2i+2,2j+1}=k_d\,[(u_{2i+1,2j+1}-2u_{2i+2,2j+1}+ \\ +u_{2i+3,2j+1})\cos\gamma+(w_{2i+3,2j+1}-w_{2i+1,2j+1})\sin\gamma]. \qquad (7.3\ b)$$

Vom scădea și relația (7.3 b) din (7.3 a); după unele grupări de termeni, se poate scrie

$$\begin{aligned}2(u_{2i+2,2j+1} - u_{2i,2j+1}) &= -\frac{2}{k_d \sin\gamma \cos\gamma}\cdot \\ \cdot (Q_{2i+2,2j+1} - Q_{2i,2j+1}) &+ (u_{2i+3,2j+1} - u_{2i-1,2j+1}) + \\ + (w_{2i+3,2j+1} - 2w_{2i+1,2j+1} &+ w_{2i-1,2j+1})\,\mathrm{tg}\gamma.\end{aligned} \tag{7.4 a}$$

Pe aceeași cale se obține, pentru direcția y:

$$\begin{aligned}2(v_{2i+1,2j+2} - v_{2i+1,2j}) &= -\frac{2}{k_d \sin\gamma \cos\gamma}\cdot \\ \cdot (Q_{2i+1,2j+2} - Q_{2i+1,2j}) &+ (v_{2i+1,2j+3} - v_{2i+1,2j-1}) + \\ + (w_{2i+1,2j+3} - 2w_{2i+1,2j+1} &+ w_{2i+1,2j-1})\,\mathrm{tg}\gamma.\end{aligned} \tag{7.4b}$$

Însumînd relațiile (7.4 a) și (7.4 b), se obține

$$\begin{aligned}&2(u_{2i+2,2j+1} - u_{2i,2j+1} + v_{2i+1,2j+2} - v_{2i+1,2j}) = \\ &= -\frac{2}{k_d\sin\gamma\cos\gamma}(Q_{2i+2,2j+1} - Q_{2i,2j+1} + \\ &Q_{2i+1,2j-2} - Q_{2i+1,2j}) + (u_{2i+3,2j+1} - u_{2i-1,2j+1} + \\ &+ v_{2i-1,2j+3} - v_{2i+1,2j-1}) + \mathrm{tg}\gamma\,(w_{2i+3,2j+1} + \\ &+ w_{2i-1,2j+1} + w_{1,2i+2j+3} + w_{2i+1,2j-1} - \\ &- 4w_{2i+1,2j+1}).\end{aligned} \tag{7.5}$$

Se exprimă, mai departe, ecuațiile de deformații pentru barele din fața inferioară:

$$T_{2i+2,2j+1} = k_i\,(u_{2i+3,2j+1} - u_{2i+1,2j+1}), \tag{7.6a}$$

$$T_{2i,2j+1} = k_i\,(u_{2i+1,2j+1} - u_{2i-1,2j+1}). \tag{7.6b}$$

Din adunarea lor rezultă

$$u_{2i+3,2j+1} - u_{2i-1,2j+1} = \frac{1}{k_i}(T_{2i+2,2j+1} + T_{2i,2j+1}). \tag{7.7}$$

Exprimînd eforturile T în funcție de momentele M cu ajutorul relațiilor de tipul (6.9), expresia (7.7) devine

$$u_{2i+3,2j+1} - u_{2i-1,2j+1} = \frac{\mathrm{cotg}\gamma}{k_i l}(M_{2i+1,2j-1} + 2M_{2i+1,2j+1} + M_{2i+1,2j+3}). \tag{7.8 a}$$

Absolut asemănător se scrie pentru direcția y

$$v_{2i+1,2j+3} - v_{2i+1,2j-1} = \frac{\mathrm{cotg}\gamma}{k_i l}(M_{2i-1,2j+1} + 2M_{2i+1,2j+1} + M_{2i+3,2j+1}). \tag{7.8 b}$$

Prin adunarea celor două relații (7.8) avem:

$$\begin{aligned}&u_{2i+3,2j+1} - u_{2i-1,2j+1} + v_{2i+1,2j+3} - v_{2i+1,2j-1} = \\ &= \frac{\mathrm{cotg}\gamma}{k_i l}(M_{2i-1,2j+1} + M_{2i+3,2j+1} + M_{2i+1,2j-1} + \\ &+ M_{2i+1,2j-3} + 4M_{2i+1,2j+1}).\end{aligned} \tag{7.9}$$

Primul membru coincide, mai puțin factorul 2, cu primul membru al relației (7.5). Să căutăm să eliminăm și forțele tăietoare, prin intermediul momentelor.

Ținînd seama de (6.6 b) și de încă trei relații analoge, vom obține

$$\begin{aligned}&Q_{2i+2,2j+1} - Q_{2i,2j+1} + Q_{2i+1,2j+2} - Q_{2i+1,2j} = \\ &= \frac{1}{l}(M_{2i+3,2j+1} + M_{2i-1,2j+1} + M_{2i+1,2j+3} + \\ &+ M_{2i+1,2j-1} - 4M_{2i+1,2j+1}).\end{aligned} \tag{7.10}$$

În sfîrșit, înlocuind în (7.1) pe $S_{2i+1,2j+1}$ în funcție de momentul $M_{2i+1,2j+1}$, rezultă

$$\begin{aligned}&2\,(u_{2i+2,2j+1} - u_{2i,2j+1} + v_{2i+1,2j+2} - v_{2i+1,2j}) = \\ &= -\frac{4\,\mathrm{cotg}\gamma}{k_s}\left(\frac{2}{l}M_{2i+1,2j+1} - \frac{1}{2}P_s\right).\end{aligned} \tag{7.11}$$

Ducînd relațiile (7.11), (7.10) și (7.9) în (7.5) se obține ecuația pe care o satisfac săgețile w:

$$\begin{aligned}&w_{2i-1,2j+1} + w_{2i+3,2j+1} + w_{2i+1,2j-1} + w_{2i+1,2j+3} - \\ &- 4w_{2i+1,2j+1} = \frac{2\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_s}\left(P_s - \frac{4}{l}M_{2i+1,2j+1}\right) - \\ &- \frac{2}{k_d\sin^2\gamma}(P_i + 2P_s) - \frac{1}{k_i l}(M_{2i-1,2j+1} + \\ &+ M_{2i+3,2j+1} + M_{2i+1,2j-1} + M_{2i+1,2j+3} + \\ &+ 4M_{2i+1,2j+1}).\end{aligned}$$

Ținînd seama și de (6.10) se obține în final ecuația cu diferențe finite relativă la nodul $(2i + 1,\ 2j + 1)$, care determină săgețile w:

$$\begin{aligned}&w_{2i-1,2j+1} + w_{2i+3,2j+1} + w_{2i+1,2j-1} + w_{2i+1,2j+3} - \\ &- 4w_{2i+1,2j+1} = -\frac{8\,\mathrm{cotg}^2\gamma}{l}\left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_s}\right)M_{2i+1,2j+1} + \\ &+ \left(\frac{\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_i} - \frac{2}{k_d\sin^2\gamma}\right)(P_i + 2P_s) + \\ &+ \frac{2\,\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_s}P_s.\end{aligned} \tag{7.12}$$

Se observă că operatorul cu diferențe finite din membrul întîi, care se aplică săgeților w, este *identic* cu acela din ecuația (6.10) care determină momentele. Relația (7.12), dedusă pentru prima dată de Kato et al. [3], constituie o extindere a analogiei lui Mohr la rețelele spațiale planar pătrate diagonale.

În membrul din dreapta al ecuației (7.12), primul termen reprezintă influența momentelor încovoietoare, al doilea influența forței tăietoare și al treilea influența încărcării nodurilor superioare.

Pe contur, de exemplu pe latura $m = 2i' + 2$, $n =$ variabil, termenul liber se modifică, ținînd seama că o sarcină $0{,}5\,P_s$ se descarcă direct la reazem:

$$\begin{aligned}&w_{2i'-1,2j+1} + w_{2i'+1,2j-1} + w_{2i'+1,2j+3} - \\ &- 5w_{2i'+1,2j+1} = -\frac{8\,\mathrm{cotg}^2\gamma}{l}\left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_s}\right)M_{2i'+1,2j+1} + \\ &+ \left(\frac{\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_i} - \frac{2}{k_d\sin^2\gamma}\right)(P_i + 2P_s) + \frac{2\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_i}P_s + \\ &+ \frac{2}{k_d\sin^2\gamma}P_s,\end{aligned} \tag{7.13a}$$

şi, analog pentru colţ,

$$w_{2i'-1,\,2j+1} + w_{2i'+1,\,2j'-1} - 6w_{2i'+1,\,2j'+1} =$$
$$= -\frac{8\,\mathrm{cotg}^2\gamma}{l}\left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_s}\right)M_{2i'+1,\,2j'+1} + \left(\frac{\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_i} - \right.$$
$$\left. - \frac{2}{k_d \sin^2\gamma}\right)(P_i + 2P_s) + \frac{2\,\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_s}P_s +$$
$$+ \frac{4}{k_d \sin^2\gamma}P_s. \qquad (7.13\text{ b})$$

În cazul încărcării uniforme, ţinînd seamă de notaţia (6.12), ecuaţia (7.12) se scrie :

$$w_{2i-1,\,2j+1} + w_{2i+3,\,2j+1} + w_{2i+1,\,2j-1} + w_{2i+1,\,2j+3} -$$
$$- 4w_{2i+1,\,2j+1} = -Am_{2i+1,2j+1} + B \qquad (7.14)$$

în care

$$A = 8\,\mathrm{cotg}^2\gamma\left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_s}\right)(P_i + 2P_s),$$

$$B = \left(\frac{\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_i} - \frac{2}{k_d \sin^2\gamma}\right)(P_i + 2P_s) +$$
$$+ \frac{2\,\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_s}P_s.$$

În ecuaţiile de contur apare un termen suplimentar C :

$$C = + \frac{2}{k_d \sin^2\gamma}P_s,$$

iar în ecuaţiile relative la colţ, termenul $2C$. Soluţia generală pentru săgeţi poate fi pusă sub forma unei sume de trei termeni, corespunzînd lui A, B, C. În fiecare caz se va căuta soluţia sub formă adimensională. Luînd

$$w_{\mathrm{I}} = 8\,\mathrm{cotg}^2\gamma\left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_s}\right)(P_i + 2P_s)\,W_{\mathrm{I}},$$

prima coloană de termeni liberi cuprinde valorile $m_{2i+1,\,2j+1}$ rezultate din rezolvarea primului sistem de ecuaţii (de momente).

Pentru coloana a doua de termeni liberi (B), se va lua

$$w_{\mathrm{II}} = \left[\left(\frac{\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_i} - \frac{2}{k_d \sin^2\gamma}\right)(P_i + 2P_s) + \right.$$
$$\left. + \frac{2\,\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_s}P_s\right]W_{\mathrm{II}}.$$

Prin această substituţie, coloana termenilor liberi se reduce la (-1) şi concordă, în felul acesta, cu coloana întîlnită la ecuaţiile care determină momentele. Această soluţie este însă cunoscută şi avem deci $W_{\mathrm{II}} = m$.

În sfîrşit, pentru coloana a treia se poate verifica uşor că corespunde soluţia simplă

$$w_{\mathrm{III}} = -\frac{1}{k_d \sin^2\gamma}P_s$$

pentru toate săgeţile.

În felul acesta, soluţia generală pentru săgeţi este de forma

$$w_{2i+1,\,2j+1} = 8\,\mathrm{cotg}^2\gamma\left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_s}\right)(P_i +$$
$$+ P_s)W_{2i+1,\,2j+1} - \left[\left(\frac{(\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_i} - \frac{2}{k_d \sin^2\gamma}\right)(P_i + \right.$$
$$\left. + 2P_s) + \frac{2\,\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_s}P_s\right]m_{2i+1,\,2j+1} - \frac{\mathrm{cotg}^2\gamma}{k_s}P_s.$$
$$(7.15)$$

Formularea de mai sus are avantajul că exprimă săgeţile w independent de rigidităţile axiale ale tuturor barelor. Ea are la bază doar ipoteza că aceste rigidităţi sînt constante.

În cazul cînd, din motive de consum de material, se variază secţiunea barelor de acelaşi tip, se pot determina limitele superioară şi inferioară calculînd săgeţile o dată pentru secţiunile maxime şi o dată pentru cele minime adoptate.

Săgeţile w_{I} mai pot fi exprimate direct în funcţie de încărcarea exterioară. Pentru aceasta, se elimină momentele M între ecuaţiile cu diferenţe finite (6.10) şi (7.12). Trecînd peste calculele intermediare, rezultatul eliminării se scrie :*

$$w_{2i-3,\,2j+1} + w_{2i+5,\,2j+1} + w_{2i+1,\,2j-3} + w_{2i+1,\,2j+5} +$$
$$+ 2(w_{2i-1,\,2j+3} + w_{2i+3,\,2j+3} + w_{2i-1,\,2j-1} +$$
$$+ w_{2i-1,\,2j+3}) - 8(w_{2i+1,\,2j+3} + w_{2i+1,\,2j-1} +$$
$$+ w_{2i+3,\,2j+1} + w_{2i-1,\,2j+1}) + 20\,w_{2i+1,\,2j+1} =$$
$$= +\,8\mathrm{cotg}^2\gamma\left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_s}\right)(P_i + 2P_s). \quad (7.16)$$

8. Mediul continuu echivalent

În cazul cînd pasul reţelei (l) este mic în raport cu deschiderile structurii în plan, aceasta poate fi înlocuită cu un mediu continuu echivalent, ale cărui proprietăţi elastice pot fi determinate riguros [4], [5], [6].

Pentru aceasta vom considera necunoscutele (M, w, etc.) ca funcţii continue de coordonatele curente ale unui punct x, y al structurii reticulate, de exemplu $M_{2i+1,\,2j+1} = M(x, y)$.

În nodurile vecine, coordonatele variază cu multipli de l. Utilizînd dezvoltările în serie Taylor, se poate scrie :

$$M_{2i-1,\,2j+1} = M(x - l,\, y) = M - l\,\frac{\partial M}{\partial x} +$$
$$+ \frac{l^2}{2\,!}\,\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} - \frac{l^3}{3\,!}\,\frac{\partial^3 M}{\partial x^3} + \frac{l^4}{4\,!}\,\frac{\partial^4 M}{\partial x^4} + \ldots$$
$$M_{2i+3,\,2j+1} = M(x + l, y) = \ldots$$
$$M_{2i+1,\,2j-1} = M(x, x - l) = \ldots$$
$$M_{2i+1,\,2j+3} = M(x, y + l) = \ldots$$

---

* Pentru simplificarea scrierii, se suprimă indicele I.

Ducînd aceste valori în (6.10) şi făcînd reducerile de termeni asemenea, se obţine

$$l^2\left(\frac{\partial^2 M}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 M}{\partial y^2}\right)+\frac{l^4}{12}\left(\frac{\partial^4 M}{\partial x^4}+\frac{\partial^4 M}{\partial y^4}\right)+\ldots=$$
$$=-(P_i+2P_j)l.$$

Împărţind cu l^2 şi trecînd la limită ($l \to 0$), se observă că termenul al doilea dispare, fiind multiplicat cu l^2. După toate simplificările, se obţine :

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 M}{\partial y^2}=-\frac{P_i+2P_s}{l}. \qquad (8.1)$$

Această ecuaţie cu derivate parţiale de ordinul doi, de tip Poisson, este întîlnită la studierea multor altor probleme de mecanica construcţiilor, cum ar fi torsiunea barelor drepte, analogia cu membrana, comportarea de membrană a paraboloidului de rotaţie etc.

Pe o cale absolut asemănătoare, ecuaţia săgeţilor (7.12) se reduce la următoarea ecuaţie cu derivate parţiale :

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}=-\frac{8\operatorname{cotg}^2\gamma}{l^3}\left(\frac{1}{k_i}+\frac{1}{k_s}\right)M+$$
$$+\left(\frac{\operatorname{cotg}^2\gamma}{k_i}-\frac{2}{k_d\sin^2\gamma}\right)\cdot\frac{P_i+2P_s}{l^2}+$$
$$+\frac{2\operatorname{cotg}^2\gamma}{k_s}\frac{P_s}{l^2}. \qquad (8.2)$$

Ca şi în cazul ecuaţiilor cu diferenţe finite, soluţia poate fi pusă sub forma

$$w=w_1-w_2 \qquad (8.3\ \text{a})$$

în care funcţiile w_1 şi w_2 satisfac ecuaţiile

$$\frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w_1}{\partial y^2}=-\frac{8\operatorname{cotg}^2\gamma}{l^3}\left(\frac{1}{k_i}+\frac{1}{k_s}\right)M, \quad (8.3\,\text{b})$$

$$\frac{\partial^2 w_2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w_2}{\partial y^2}=-\left(\frac{\operatorname{cotg}^2\gamma}{k_i}-\right.$$
$$\left.-\frac{2}{k_d\sin^2\gamma}\right)\frac{P_i+2P_s}{l^2}-\frac{2\operatorname{cotg}^2\gamma}{k_s}\frac{P_s}{l^2}. \qquad (8.3\,\text{c})$$

Momentele M pot fi eliminate între (8.1) şi (8.3 b). Prin aplicarea operatorului lui Laplace ($\partial^2/\partial x^2+\partial^2/\partial y^2$) ambilor membri ai ecuaţiei (8.3 b), şi ţinînd seama de (8.1), se obţine

$$\frac{\partial^4 w_1}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 w_1}{\partial x^2\partial y^2}+\frac{\partial^4 w_1}{\partial y^4}=$$
$$=\frac{8\operatorname{cotg}^2\gamma}{l^2}\left(\frac{1}{k_i}+\frac{1}{k_s}\right)\frac{P_i+2P_s}{l^2}. \qquad (8.4)$$

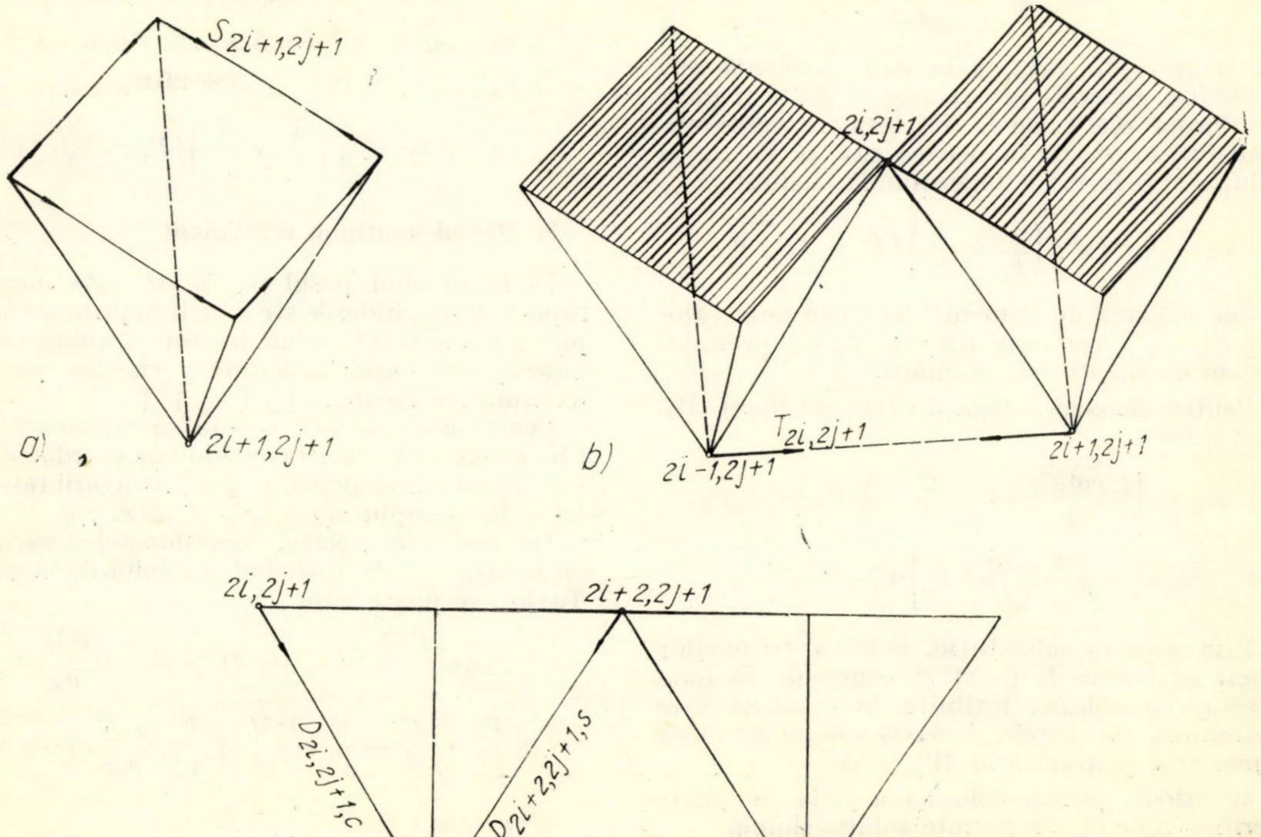


Fig. 10. Corespondenţa dintre eforturi şi coordonatele nodurilor

În membrii secunzi ai ecuațiilor (8.1)—(8.4), l nu mai poate fi anulat întrucît caracterizează mai departe geometria structurii și intensitatea încărcării distribuite.

Ținînd seama că

$$\operatorname{cotg}\gamma = \frac{l}{2h},$$

și notînd

$p_i = \frac{P_i}{l^2}$ = intensitatea încărcării în fața inferioară,

$p_s = \frac{P_s}{\left(\frac{l}{\sqrt{2}}\right)^2} = \frac{2P_s}{l^2}$ = intensitatea încărcării în fața superioară,

$p = p_i + p_s = \frac{P_i + 2P_s}{l^2}$ = intensitatea încărcării pe unitatea de suprafață,

ecuația (8.4) se mai scrie

$$\frac{\partial^4 w_1}{\partial x^4} + 2\,\frac{\partial w_1}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial w_1}{\partial y^4} = \frac{2}{h^2}\left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_s}\right)p. \quad (8.5)$$

Ecuația (8.5) concordă cu ecuația plăcilor plane izotrope dacă se consideră *rigiditatea la încovoiere a structurii reticulate*, luată în ansamblul ei

$$K = \frac{h^2}{2}\,\frac{1}{\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_s}}\,. \quad (8.6)$$

Presupunînd cunoscute momentele de rețea M, din integrarea ecuației (8.1) eforturile și reacțiunile se deduc din (6.7)—(6.9) tot prin trecerea la limită. Rezultă astfel

$$S = -\left(\frac{2}{l}\,M - \frac{1}{2}\,P_s\right)\frac{\operatorname{cotg}\gamma}{\sqrt{2}} \quad (8.7\text{a})$$

$$D_{x,c} = \left(\frac{\partial M}{\partial x} - \frac{1}{2}\,P_s\right)\frac{1}{\sin\gamma}, \quad (8.7\text{b})$$

$$D_{x,s} = -\left(\frac{\partial M}{\partial x} + \frac{1}{2}\,P_s\right)\frac{1}{\sin\gamma} = -D_{x,c} - \frac{P_s}{\sin\gamma} \quad (8.7\text{ c})$$

$$T = \frac{M}{h} = \frac{2\operatorname{cotg}\gamma}{l}\,M, \quad (8.7\text{ d})$$

$$(V)_{x=0} = \frac{2M}{l}. \quad (8.7\text{ e})$$

Valorile momentelor care intră în formulele (8.7) sînt calculate pentru vîrfurile piramidelor (nodurile din fața inferioară). Corespondența nodurilor inferioare și a barelor în care se determină eforturile este arătată în figura 10.

Condițiile marginale pe care trebuie să le satisfacă cele două funcții necunoscute sînt ca, pe contur, să avem $M = 0$ și $w = 0$.

Să începem prin a căuta soluția ecuației (8.1).

Pentru cazul conturului dreptunghiular $a \cdot b$, se poate obține o soluție cu ajutorul seriilor duble trigonometrice. Mersul calculului fiind același ca în cazul paraboloidului eliptic [1], vom da doar rezultatele mai jos:

$$M = \frac{16\,pl}{\pi^4}\sum_m \sum_n \frac{1}{mn}\cdot \frac{1}{\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b},$$

$$S = \frac{\operatorname{cotg}\gamma}{\sqrt{2}}\left(\frac{1}{2}\,P_s - \frac{32\,p}{\pi^4}\sum_m \sum_n \frac{1}{mn}\cdot \frac{1}{\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}\right),$$

$$D_{x,c} = -\frac{1}{\sin\gamma}\left(\frac{1}{2}\,P_s + \frac{16\,p}{\pi^3 a}\sum_m \sum_n \frac{1}{n}\cdot \frac{1}{\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}}\cos\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}\right),$$

$$D_{y,c} = -\frac{1}{\sin\gamma}\left(\frac{1}{2}\,P_s + \frac{16\,p}{\pi^3 b}\sum_m \sum_n \frac{1}{m}\cdot \frac{1}{\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}}\sin\frac{m\pi x}{a}\cos\frac{n\pi y}{b}\right), \quad (8.7)$$

$$D_{x,s} = -D_{x,c} - \frac{P_s}{\sin\gamma},$$

$$D_{y,s} = -D_{y,c} - \frac{P_s}{\sin\gamma},$$

$$T_x = T_y = \frac{32\,p\operatorname{cotg}\gamma}{\pi^4}\sum_m \sum_n \frac{1}{mn}\cdot \frac{1}{\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b},$$

$$V = \frac{32p}{\pi^4}\sum_m \sum_n \frac{1}{mn}\cdot \frac{1}{\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}$$

$$(m, n = 1, 3, 5, \ldots).$$

Seriile duble fiind slab convergente, este mai avantajoasă o altă soluție, anume a seriilor simple trigonometrice (vezi [1], pag. 238—243).

Alegînd sistemul de axe de coordonate ca în figura 11, pentru momente se obţine soluţia

$$M = pla^2\left[\frac{1}{2}\,\frac{x}{a}\left(1-\frac{x}{a}\right)-\frac{4}{\pi^3}\sum_m\frac{1}{m^3}\cdot\frac{\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a}}{\operatorname{ch}\frac{m\pi b}{2a}}\sin\frac{m\pi x}{a}\right] \qquad (8.8)$$

$$(m = 1,\ 3,\ 5,\dots).$$

Din relaţia precedentă se deduce

$$S = -\frac{\operatorname{cotg}\gamma}{\sqrt{2}}\left\{pa^2\left[\frac{x}{a}\left(1-\frac{x}{a}\right)-\frac{2}{\pi^3}\sum_m\frac{1}{m^3}\cdot\frac{\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a}}{\operatorname{ch}\frac{m\pi b}{2a}}\sin\frac{m\pi x}{a}\right]-\frac{1}{2}P_s\right\},$$

$$T_x = T_y = \operatorname{cotg}\gamma\cdot pa^2\left[\frac{x}{a}\left(1-\frac{x}{a}\right)-\frac{8}{\pi^3}\sum_m\frac{1}{m^3}\cdot\frac{\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a}}{\operatorname{ch}\frac{m\pi b}{2a}}\sin\frac{m\pi x}{a}\right],$$

$$D_{x,c} = \left[pla\left(\frac{1}{2}-\frac{x}{a}-\frac{4}{\pi^2}\sum_m\frac{1}{m^2}\cdot\frac{\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a}}{\operatorname{ch}\frac{m\pi b}{2a}}\cos\frac{m\pi x}{a}\right)-\frac{1}{2}P_s\right]\frac{1}{\sin\gamma}, \qquad (8.9)$$

$$D_{y,c} = -\left(\frac{pla}{\pi^2}\sum_m\frac{1}{m^2}\cdot\frac{\operatorname{sh}\frac{m\pi y}{a}}{\operatorname{ch}\frac{m\pi b}{2a}}\sin\frac{m\pi x}{a}+\frac{1}{2}P_s\right)\frac{1}{\sin\gamma},$$

$$D_{x,s} = -D_{x,c}-\frac{P_s}{\sin\gamma},\quad D_{y,s} = -D_{y,c}-\frac{P_s}{\sin\gamma},$$

$$V = pa^2\left[\frac{x}{a}\left(1-\frac{x}{a}\right)-\frac{8}{\pi^3}\sum_m\frac{1}{m^3}\cdot\frac{\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a}}{\operatorname{ch}\frac{m\pi b}{2a}}\sin\frac{m\pi x}{a}\right]\cdot$$

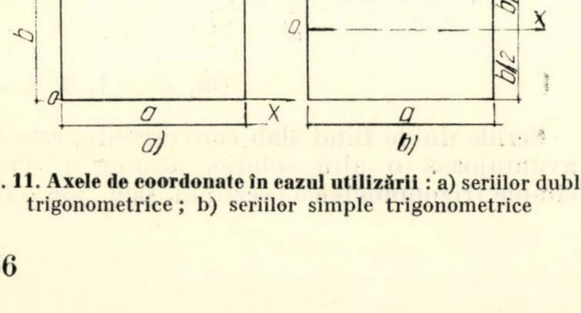


Fig. 11. Axele de coordonate în cazul utilizării : a) seriilor duble trigonometrice ; b) seriilor simple trigonometrice

Coordonatele punctelor pentru care se calculează eforturile se iau din figura 10.

D. H. Geiger [2] a reţinut în studiul său doar primul termen ($m = n = 1$), neglijînd, ca termen secundar, pe $\frac{1}{2}P_s$ care intervine în expresiile lui S, D_x şi D_y.

Săgeţile w se determină pe aceeaşi cale ca şi momentele. Ne vom limita la aplicarea seriilor duble trigonometrice. Plecînd de la ecuaţia (8.2), în care se consideră o soluţie de forma

$$w = \sum_m\sum_n w_{m,n}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}\quad (m,\ n = 1, 3, 5,\dots), \qquad (8.10\text{ a})$$

pentru coeficienţii $w_{m,n}$ se obţine expresia

$$w_{m,n} = \frac{128\,p\operatorname{cotg}^2\gamma}{\pi^6 l^2}\left(\frac{1}{k_i}+\frac{1}{k_s}\right)\frac{1}{mn}\cdot\frac{1}{\left(\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}\right)^2}-\frac{16}{\pi^4}\left[\left(\frac{\operatorname{cotg}^2\gamma}{k_i}-\frac{2}{k_d\sin^2\gamma}\right)\frac{P_i+2P_s}{l^2}+\frac{2\operatorname{cotg}^2\gamma}{k_s}\cdot\frac{P_s}{l^2}\right]\frac{1}{mn}\cdot\frac{1}{\frac{m^2}{a^2}+\frac{n^2}{b^2}}. \qquad (8.10\text{b})$$

Seria (8.10) este rapid convergentă, fiind necesară considerarea unui număr redus de termeni la calculul numeric.

9. Exemplu de calcul

Vom aplica rezultatele precedente la determinarea stării de eforturi şi de deformaţii într-o reţea spaţială planar pătrată diagonală avînd următoarele elemente geometrice :

— deschideri în plan $a = b = 24$ m,
— înălţime $h = 1{,}50$ m,
— pasul reţelei $l = 3{,}00$ m,
De aici rezultă :
— număr de piramide $m = n = 8$,
— înclinarea diagonalelor $\operatorname{cotg}\gamma = \frac{2h}{l} = 1$
$(\gamma = 45°)$

Încărcarea se va considera uniform distribuită $p = 250$ kgf/m², din care revin :

$p_s = 230$ kgf/m² la faţa superioară,

$p_i = 20$ kgf/m² la faţa inferioară.

La noduri revin : $P_i = p_i l^2 = 20\times 3^2 = 180$ kgf,

$P_s = p_s l^2/2 = 1\,035$ kgf,

$P_i + 2P_s = pl^2 = 2\,250$ kgf.

Tabela 4

Nod	$m_{1,1}$	$m_{3,1}$	$m_{5,1}$	$m_{7,1}$	$m_{3,3}$	$m_{5,3}$	$m_{7,3}$	$m_{5,5}$	$m_{7,5}$	$m_{7,7}$	= Termen liber		
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1,1	−3	+1									−0,5	−0,2445	+1
3,1	+1	−5	+1		+1						−1	−0,9669	+1
5,1		+1	−5	+1		+1					−1	−1,2169	+1
7,1			+1	−4			+1				−1	−1,3272	+1
3,3		+1			−2	+1					−0,5	−1,0643	0
5,3			+1		+1	−4	+1	+1			−1	−2,7904	0
7,3				+1		+1	−3		+1		−1	−3,0919	0
5,5						+1		−2	+1		−0,5	−1,8622	0
7,5							+1	+1	−3	+1	−1	−4,1581	0
7,7									+1	−1	−0,5	−2,3290	0
					Rădăcini								
*	0,4890	0,9669	1,2169	1,3272	2,1287	2,7904	3,0919	3,7243	4,1581	4,6581			
**	0,7904	2,1267	3,0639	3,5432	5,8122	8,4337	9,7819	12,287	14,278	16,607			
**	−0,5	−0,5	−0,5	−0,5	−0,5	−0,5	−0,5	−0,5	−0,5	−0,5			

* Multiplicator

– pentru momente $(P_i + 2P_s)l$

– pentru săgeţi $\left(\frac{\operatorname{cotg}^2\gamma}{h_i} - \frac{2}{k_d \sin^2\gamma}\right)(P_i + 2P_s) + \frac{2\operatorname{cotg}^2\gamma}{k_s} P_s$

** Multiplicator $8\operatorname{cotg}^2\gamma \left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_s}\right)(P_i + 2P_s)$

*** Multiplicator $\frac{2}{k_d \sin^2\gamma} P_s$

Din motive de simetrie, este suficient să ne ocupăm de un singur octant. Scriind ecuaţiile cu diferenţe finite de tipul (6.13) şi ţinînd seamă de condiţiile marginale şi de simetrie, conform figurii 8, se ajunge la sistemul de ecuaţii trecut în tabela 4. Termenii liberi au fost trecuţi în coloana 11. Ecuaţiile relative la nodurile 1,1 ; 3,3 ; 5,5 şi 7,7, situate pe prima bisectoare, au fost multiplicate cu factorul 0,5, rezultînd în felul acesta simetria coeficienţilor faţă de diagonala principală.

Rădăcinile sistemului de ecuaţii au fost trecute în antepenultima linie a aceleiaşi tabele.

Ţinînd seamă de factorii de încărcare, eforturile în bare şi reacţiunile pe contur au fost reprezentate în figura 12.

Pentru controlul rezultatelor putem scrie trei ecuaţii de echilibru global, de exemplu :

— o ecuaţie de proiecţii pe verticală

$$\Sigma V - pa^2 = 0\,;$$

— o ecuaţie de proiecţii pe orizontală, într-o secţiune verticală făcută la mijlocul deschiderii

$$2\Sigma S\cos 45^\circ + \Sigma D\cos\gamma + \Sigma T = 0\,;$$

— o ecuaţie de momente în raport cu linia $i = m/2$

$$\mathfrak{M}_i + \mathfrak{M}_e = 0,$$

în care

$\mathfrak{M}_i = -\Sigma T\cdot h$ = momentul interior produs de eforturile din faţa inferioară,

$\mathfrak{M}_e = \mathfrak{M}'_e + \mathfrak{M}''_e + \mathfrak{M}'''_e$ = momentul produs de încărcarea exterioară şi de reacţiunile pe contur (pentru o jumătate de placă),

$\mathfrak{M}'_e = -pa\cdot\frac{a}{2}\cdot\frac{a}{4} = -\frac{pa^3}{8}$ = momentul produs de încărcarea exterioară,

$\mathfrak{M}''_e = \Sigma V_{0.2j+1}\cdot\frac{a}{2} = \frac{pa^2}{4}\cdot\frac{a}{2} = +\frac{pa^3}{8} =$ = momentul produs de reacţiunile de pe latura de contur $i = 0$,

$\mathfrak{M}'''_e = 2\Sigma V_{2i+1.0}\cdot e_{2i+1} = \Sigma V_{2i+1,0}\,[a - (2i + 1)l]$ = momentul produs de reacţiunile de pe laturile $j = 0$ şi $j = 2n$;

ecuaţia se scrie deci, în final,

$$-h\Sigma T + \Sigma V_{2i+1,0}[a - (2i + 1)l] = 0.$$

Pentru cazul numeric tratat, avem :

$$\Sigma V - pa^2 = 8(V_{1,0} + V_{3,0} + V_{5,0} + V_{7,0}) - pa^2 = 8(2200{,}0 + 4351{,}0 + 5472{,}0 + 5971{,}5) - 250\cdot 24^2 = 143956 - 144000 = -44 \approx 0 \text{ (eroare } 0{,}03\,\%).$$

$$2\Sigma S\cos 45^\circ = 2\,\frac{\sqrt{2}}{2}\,(S_{7,1} + S_{7,3} + S_{7,5} + S_{7,7}) = -\sqrt{2}\,(3856{,}6 + 9470{,}3 + 12864{,}7 + 14455{,}7) = -114968{,}0 \text{ kgf}$$

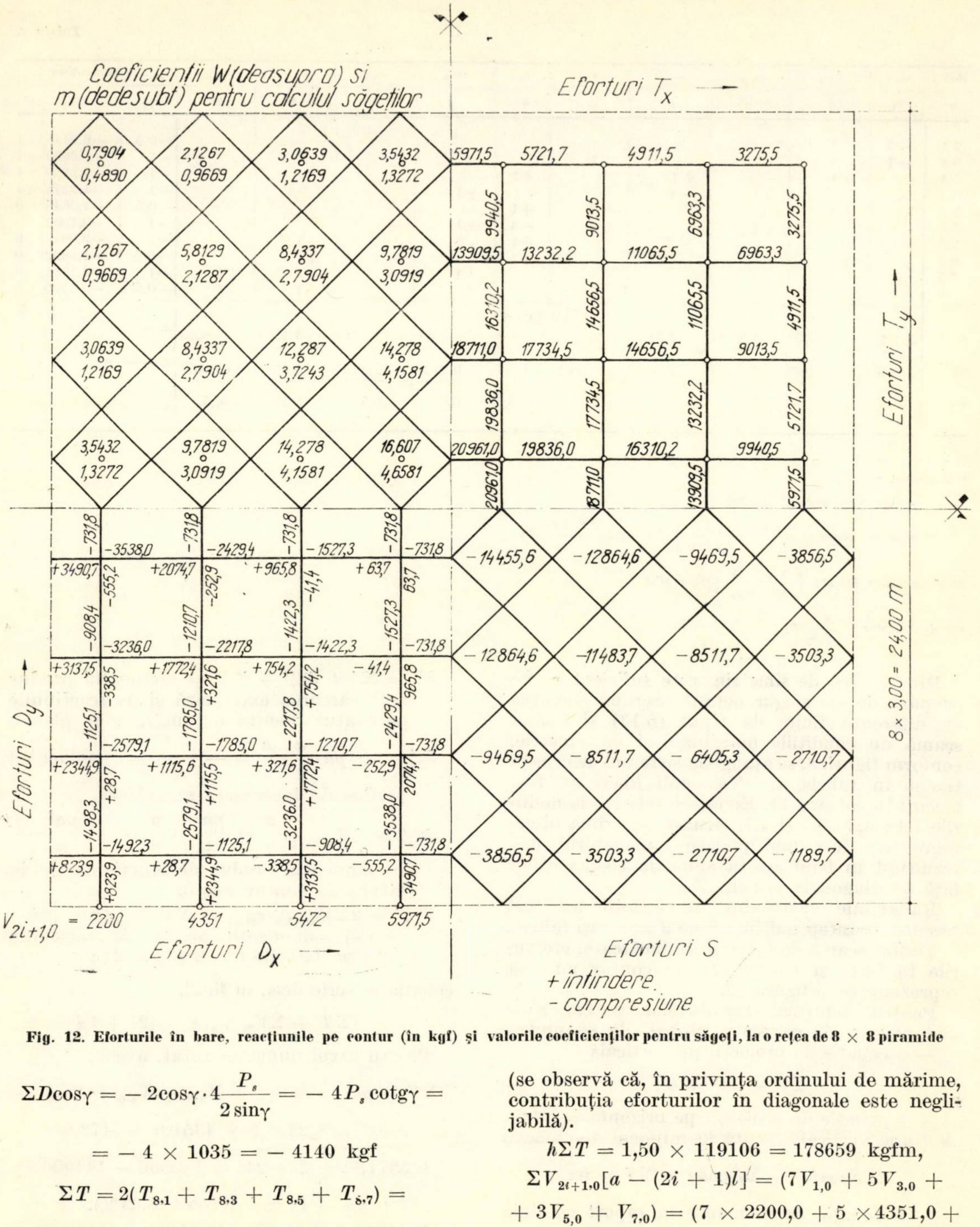

Coeficienții W(deasupra) și m(dedesubt) pentru calculul săgeților
0,7904
0,4890
2,1267
0,9669
3,0639
1,2169
3,5432
1,3272
2,1267
0,9669
5,8129
2,1287
8,4337
2,7904
9,7819
3,0919
3,0639
1,2169
8,4337
2,7904
12,287
3,7243
14,278
4,1581
3,5432
1,3272
9,7819
3,0919
14,278
4,1581
16,607
4,6581
Eforturi T_x
5971,5
5721,7
4911,5
3275,5
9940,5
9013,5
6963,3
3275,5
13909,5
13232,2
11065,5
6963,3
16310,2
14656,5
11065,5
4911,5
18711,0
17734,5
14656,5
9013,5
19836,0
17734,5
13232,2
5721,7
20961,0
19836,0
16310,2
9940,5
20961,0
18711,0
13909,5
5971,5
Eforturi T_y
-731,8
-731,8
-731,8
-731,8
-3538,0
-2429,4
-1527,3
-731,8
+3490,7
+2074,7
+965,8
+63,7
-555,2
-252,9
-41,4
63,7
-908,4
-1210,7
-1422,3
-1527,3
-3236,0
-2217,8
-1422,3
-731,8
+3137,5
+1772,4
+754,2
-41,4
-338,5
+321,6
+754,2
965,8
-1125,1
-1785,0
-2217,8
-2429,4
-2579,1
-1785,0
-1210,7
-731,8
+2344,9
+1115,6
+321,6
-252,9
+28,7
+1115,5
+1772,4
2074,7
-1498,3
-2579,1
-3236,0
-3538,0
-1492,3
-1125,1
-908,4
-731,8
+823,9
+28,7
-338,5
-555,2
+823,9
+2344,9
+3137,5
3490,7
Eforturi D_y
$V_{2i+1,0}$ = 2200
4351
5472
5971,5
Eforturi D_x
-14455,6
-12864,6
-9469,5
-3856,5
-12864,6
-11483,7
-8511,7
-3503,3
-9469,5
-8511,7
-6405,3
-2710,7
-3856,5
-3503,3
-2710,7
-1189,7
8 × 3,00 = 24,00 m
Eforturi S
+ întindere
- compresiune

Fig. 12. Eforturile în bare, reacțiunile pe contur (în kgf) și valorile coeficienților pentru săgeți, la o rețea de 8 × 8 piramide

$$\Sigma D\cos\gamma = -2\cos\gamma\cdot 4\frac{P_s}{2\sin\gamma} = -4P_s\operatorname{cotg}\gamma =$$

$$= -4 \times 1035 = -4140 \text{ kgf}$$

$$\Sigma T = 2(T_{8,1} + T_{8,3} + T_{8,5} + T_{8,7}) =$$

$$= 2(5971{,}5 + 13909{,}5 + 18711{,}0 + 20961{,}0) =$$

$$= +119106 \text{ kgf}.$$

$$2\Sigma S\cos 45^\circ + \Sigma D\cos\gamma + \Sigma T = -114968{,}0 -$$

$$-4140 + 119106 = -2 \approx 0 \text{ (eroare } 0{,}0017\,\%)$$

(se observă că, în privința ordinului de mărime, contribuția eforturilor în diagonale este neglijabilă).

$$h\Sigma T = 1{,}50 \times 119106 = 178659 \text{ kgfm},$$

$$\Sigma V_{2i+1,0}[a - (2i+1)l] = (7V_{1,0} + 5V_{3,0} +$$

$$+ 3V_{5,0} + V_{7,0}) = (7 \times 2200{,}0 + 5 \times 4351{,}0 +$$

$$+ 3 \times 5472{,}0 + 5971{,}5)3{,}00 = 178627{,}5 \text{ kgfm},$$

$$\mathfrak{M}_i + \mathfrak{M}_e = -178659 + 178627{,}5 = -31{,}5 \approx 0$$

(eroare 0,018 %).

Pentru calculul săgeților, matricea sistemului de ecuații rămîne neschimbată. Termenii liberi

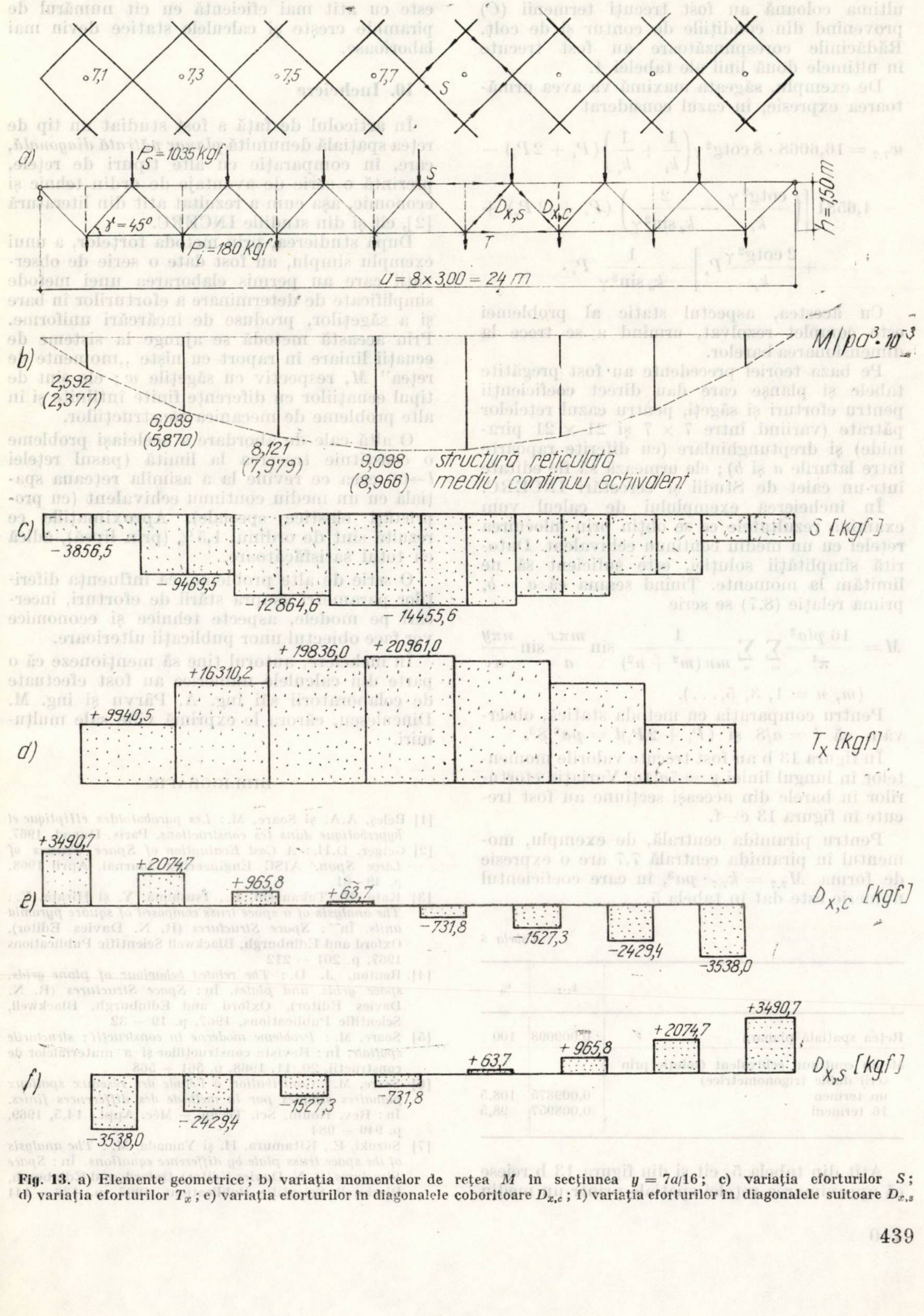

7,1
7,3
7,5
7,7
S
a)
P_S=1035 kgf
S
γ=45°
$D_{x,S}$
$D_{x,C}$
T
P=180 kgf
h=1,50 m
u=8×3,00=24 m
b)
M [pa²·10⁻³]
2,592
(2,377)
6,039
(5,870)
8,121
(7,979)
9,098
(8,966)
structura reticulată
mediu continuu echivalent
c)
S [kgf]
-3856,5
-9469,5
-12864,6
-14455,6
d)
+9940,5
+16310,2
+19836,0
+20961,0
T_x [kgf]
e)
+3490,7
+2074,7
+965,8
+63,7
-731,8
-1527,3
-2429,4
-3538,0
$D_{x,c}$ [kgf]
f)
-3538,0
-2429,4
-1527,3
-731,8
+63,7
+965,8
+2074,7
+3490,7
$D_{x,s}$ [kgf]

Fig. 13. a) Elemente geometrice ; b) variaţia momentelor de reţea M în secţiunea $y = 7a/16$; c) variaţia eforturilor S ; d) variaţia eforturilor T_x ; e) variaţia eforturilor în diagonalele coborîtoare $D_{x,c}$; f) variaţia eforturilor în diagonalele suitoare $D_{x,s}$

provenind din momente au fost trecuţi în coloana 12 a tabelei 4, termenii (B) din ecuaţia (7.14) sînt identici cu cei din coloana 11. În ultima coloană au fost trecuţi termenii (C) provenind din condiţiile de contur şi de colţ. Rădăcinile corespunzătoare au fost trecute în ultimele două linii ale tabelei 4.

De exemplu, săgeata maximă va avea următoarea expresie, în cazul considerat

$$w_{7.7} = 16{,}6068 \cdot 8 \operatorname{cotg}^2\gamma\left(\frac{1}{k_i} + \frac{1}{k_s}\right)(P_i + 2P_s) -$$

$$- 4{,}6581\left[\left(\frac{\operatorname{cotg}^2\gamma}{k_i} - \frac{2}{k_a \sin^2\gamma}\right)(P_i + 2P_s) +\right.$$

$$\left. + \frac{2\operatorname{cotg}^2\gamma}{k_s}P_s\right] - \frac{1}{k_a \sin^2\gamma}P_s.$$

Cu acestea, aspectul static al problemei este complet rezolvat, urmînd a se trece la dimensionarea barelor.

Pe baza teoriei precedente au fost pregătite tabele şi planşe care dau direct coeficienţii pentru eforturi şi săgeţi, pentru cazul reţelelor pătrate (variind între 7 × 7 şi 21 × 21 piramide) şi dreptunghiulare (cu diferite rapoarte între laturile a şi b); ele urmează să fie editate într-un caiet de Studii şi cercetări INCERC.

În încheierea exemplului de calcul vom examina rezultatele ce se obţin prin înlocuirea reţelei cu un mediu continuu echivalent. Datorită simplităţii soluţiei, este suficient să ne limităm la momente. Ţinînd seama că $a = b$, prima relaţie (8.7) se scrie

$$M = \frac{16\,pla^2}{\pi^4}\sum_m \sum_n \frac{1}{mn(m^2+n^2)}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{a}$$

$$(m,\ n = 1,\ 3,\ 5, \ldots).$$

Pentru comparaţia cu metoda statică, observăm că $l = a/8$ şi $(P_i + 2P_s)l = pa^3/8^3$.

În figura 13 b au fost trecute valorile momentelor în lungul liniei $y = 7a/16$. Variaţia eforturilor în barele din aceeaşi secţiune au fost trecute în figura 13 c—f.

Pentru piramida centrală, de exemplu, momentul în piramida centrală 7,7 are o expresie de forma $M_{7,7} = k_{7,7} \cdot pa^3$, în care coeficientul numeric este dat în tabela 5.

Tabela 5

	$k_{7,7}$	%
Reţea spaţială planară	0,009098	100
Mediu continuu echivalent (soluţie prin serii duble trigonometrice)		
un termen	0,009875	108,5
16 termeni	0,008957	98,5

Atît din tabela 5, cît şi din figura 13 b reiese că aproximarea reţelei spaţiale printr-un mediu continuu echivalent dă rezultate foarte apropiate de cele exacte, chiar atunci cînd pasul reţelei nu este foarte mic. Această aproximare este cu atît mai eficientă cu cît numărul de piramide creşte şi calculele statice devin mai laborioase.

10. Incheiere

În articolul de faţă a fost studiat un tip de reţea spaţială denumită *planar pătrată diagonală*, care, în comparaţie cu alte tipuri de reţele, prezintă o serie de avantaje de ordin tehnic şi economic, aşa cum a rezultat atît din literatură [2], cît şi din studiile INCERC.

După studierea, prin metoda forţelor, a unui exemplu simplu, au fost date o serie de observaţii care au permis elaborarea unei metode simplificate de determinare a eforturilor în bare şi a săgeţilor, produse de încărcări uniforme. Prin această metodă se ajunge la sisteme de ecuaţii liniare în raport cu nişte „momente de reţea" M, respectiv cu săgeţile w; ele sînt de tipul ecuaţiilor cu diferenţe finite întîlnite şi în alte probleme de mecanica construcţiilor.

O altă cale de abordare a aceleiaşi probleme o constituie trecerea la limită (pasul reţelei $l \to 0$), ceea ce revine la a asimila reţeaua spaţială cu un mediu continuu echivalent (cu proprietăţi elastice speciale). Aproximaţiile ce rezultă sînt de ordinul 1,5 % (prin lipsă), adică cu totul satisfăcătoare.

O serie de alte probleme, ca influenţa diferiţilor parametri asupra stării de eforturi, încercări pe modele, aspecte tehnice şi economice vor face obiectul unor publicaţii ulterioare.

În încheiere, autorul ţine să menţioneze că o parte din calculele numerice au fost efectuate de colaboratorii săi ing. A. Pârvu şi ing. M. Dinculescu, cărora le exprimă viile sale mulţumiri.

BIBLIOGRAFIE

[1] Beleş, A.A. şi Soare, M.: *Les paraboloïdes elliptique et hyperbolique dans les constructions.* Paris. Dunod, 1967.

[2] Geiger, D.H.: *A Cost Evaluation of Space Trusses of Large Span.* AISC Engineering Journal, April 1968, p. 49—61.

[3] Kato, B., Takanashi, K., Tsushima, Y. şi Hirata, Y.: *The analysis of a space truss composed of square pyramid units.* În : *Space Structures* (R. N. Davies Editor), Oxford and Edinburgh, Blackwell Scientific Publications 1967, p. 201 — 212

[4]. Renton, J. D.: *The related behaviour of plane grids, space grids and plates.* În: *Space Structures* (R. N. Davies Editor), Oxford and Edinburgh, Blackwell, Scientific Publications, 1967, p. 19 — 32

[5] Soare, M.: *Probleme moderne în construcţii: structurile spaţiale.* În : Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 20, 11, 1968, p. 561 — 568

[6] Soare, M.: *Contribution à l'étude des réseaux spatiaux planaires simples par la méthode des différences finies.* În : Rev. Roum. Sci. Techn. – Méc. Appl., 14,5, 1969, p. 949 — 984

[7] Suzuki, E., Kitamura, H. şi Yamada, M.: *The analysis of the space truss plate by difference equations.* În : *Space Structures* (R. N. Davies Editor), Oxford and Edinburgh, Blackwell Scientific Publications, 1967, p. 136 — 144

NOTE

UTILIZAREA UMEZIRII AERULUI ÎN ÎNCĂPERILE INDUSTRIALE

Ing. Gh. Hanutz
I.P.C.H.

În timp ce peste ocean o mare parte din clădirile de locuit sau de producție sînt prevăzute cu instalații de condiționare a aerului, în Europa aceste instalații sînt mult mai puțin răspîndite. Aceasta se datorește în principal condițiilor climatice naturale, mai blînde, de care are parte bătrînul nostru continent.

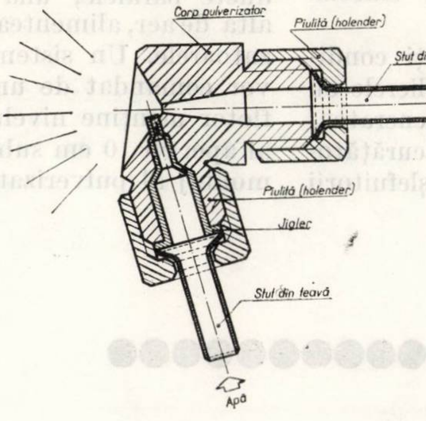
Prin ,,condiționare'' sau ,,climatizare'' trebuie să se înțeleagă o instalație de tratare completă a aerului în vederea menținerii atmosferei într-o incintă dată, la niște parametri riguros controlați. În general, o asemenea instalație de ,,condiționare'' comportă obligatoriu dispozitivele care realizează următoarele funcțiuni:

– dozarea în volum a aerului proaspăt și recirculat;
– filtrarea amestecului;
– umidificarea sau dezumidificarea;
– încălzirea sau răcirea;
– distribuția.

Toate aceste funcțiuni sînt comandate și controlate automat.

În țara noastră, ca de altfel în multe țări europene, în uzinele constructoare de mașini se prevăd instalații care realizează numai o parte din tratarea aerului, și anume *încălzirea* în timp de iarnă, cîteodată filtrarea aerului proaspăt introdus și absorbții locale la utilajele generatoare de noxe. Aerisirea se face prin ferestre și, parțial, prin ventilatoare de tip axial sau luminătoare. Instalații de menținere a unei temperaturi constante se întîlnesc în spații limitate ca: laboratoare, ateliere de trasaj, ateliere de rectificat, secții de sortare și montare mecanică fină.

În România există o tendință foarte pronunțată de a supraîncălzi spațiile locuite sau de lucru, și aceasta pentru a compensa neuniformitatea distribuției de căldură sau imper-


Corp pulverizator
Piuliță (holender)
Ștuț din țeavă
Aer comprimat
Piuliță (holender)
Jiglec
Ștuț din țeavă
Apă

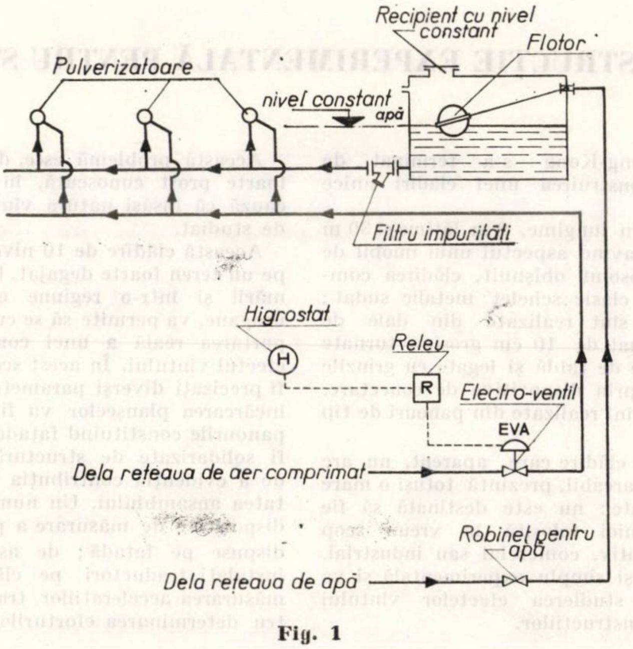

Recipient cu nivel constant
Flotor
Pulverizatoare
nivel constant apă
Filtru impurități
Higrostat
H
Releu
R
Electro-ventil
EVA
Dela rețeaua de aer comprimat
Robinet pentru apă
Dela rețeaua de apă

Fig. 1

fecţia închiderilor şi izolaţiei clădirilor. Ca o consecinţă imediată, iarna umiditatea relativă a atmosferei din încăperi scade foarte mult (sub 30%), iar ocupanţii au senzaţia neplăcută a uscării nărilor şi căilor respiratorii. Acest fenomen este şi mai evident în încăperile cu degajări de praf. Supraîncălzirea aerului, mai cu seamă acolo unde se folosesc agenţi termici cu temperatură ridicată (abur sau apă supraîncălzită), are ca efect imediat o prăjire a particulelor de praf din aer care devin astfel *aerosoli avizi de apă*.

Aerul, astfel viciat cu aerosoli de praf, usucă şi mai repede mucoasa căilor respiratorii, eliminînd bariera naturală în calea pătrunderii prafului şi microbilor în plămîni. De aici îşi au originea o serie de afecţiuni bronhopulmonare şi ale nasului, ca: guturaiul, laringita, faringita, bronşita, gripa, silicoza etc.

Pentru a îmbunătăţi condiţiile de muncă din atelierele cu procese tehnologice generatoare de praf (turnătorii, curăţătorii de piese turnate, şlefuitorii etc.) apare necesar să se poată menţine umiditatea relativă a aerului la un nivel de 55–60%. În acest mod se evită uscarea mucoasei căilor respiratorii ale ocupanţilor şi se favorizează sedimentarea prafului din aer.

În atelierele încălzite cu aer cald prin sisteme centralizate, umezirea aerului poate fi uşor obţinută, fie injectînd abur în conductele de aer, fie intercalînd o cameră de umidificare, cu ploaie artificială şi lamele reţinătoare de picături.

În atelierele încălzite prin aeroterme sau corpuri statice, şi cînd nu se dispune de o sursă de abur, umidificarea se poate realiza printr-o pulverizare fină de apă în atmosfera încăperii.

Instalaţia se compune dintr-o serie de pulverizatoare de apă, acţionate cu aer comprimat, montate pe conturul halei la înălţimea de 4–5 m. Două conducte paralele, una de apă şi alta de aer, alimentează pulverizatoarele. Un sistem de rezervor comandat de un ventil cu flotor menţine nivelul constant al apei cu 10 cm sub nivelul de montaj al pulverizatoarelor.

Deschizîndu-se ventilul de pe conducta de aer comprimat, pulverizatoarele, printr-un efect de „ejecţie", aspiră apa şi o proiectează, pulverizînd-o în picături foarte fine.

O parte din aceste picături de apă se evaporează mărind procentul de umiditate a aerului, iar o parte îngreunează particulele de praf pe care le întîlneşte, accelerînd căderea lor.

Sistemul poate fi automatizat astfel:

Higrostatul (H), sesizînd căderea umidităţii relative sub o cifră stabilită (de ex.: $\varphi=40\%$), dă un impuls releului (R) care comandă deschiderea electroventilului (EVA) de pe conducta de aer comprimat şi începe pulverizarea apei. Cînd umiditatea relativă a aerului atinge cifra de umiditate maximă prestabilită (de ex. $\varphi=65\%$), higrostatul comandă închiderea aerului comprimat.

Soluţia este relativ simplă şi poate fi realizată în cadrul întreprinderilor, cu mijloacele proprii ale atelierelor mecanice de întreţinere.

O CONSTRUCŢIE EXPERIMENTALĂ PENTRU STUDIEREA SOLICITĂRILOR LA VÎNT

La Hong-Kong s-a terminat de curînd construirea unei clădiri unice în lume.

De 18 m lungime, 9 m lăţime şi 30 m înălţime, avînd aspectul unui imobil de birouri absolut obişnuit, clădirea comportă un clasic schelet metalic sudat; planşeele sînt realizate din dale de beton armat de 10 cm grosime turnate pe cofraje de tablă şi legate cu grinzile portante prin dispozitive de conectare. Faţadele sînt realizate din panouri de tip curent.

Această clădire care, aparent, nu are nimic remarcabil, prezintă totuşi o mare originalitate: nu este destinată să fie locuită, nici folosită în vreun scop administrativ, comercial sau industrial. Este pur şi simplu experimentală şi va servi la studierea efectelor vîntului asupra construcţiilor.

Această problemă este, de fapt, încă foarte prost cunoscută, în special din cauză că însăşi natura vîntului rămîne de studiat.

Această clădire de 10 niveluri, situată pe un teren foarte degajat, în apropierea mării şi într-o regiune unde bîntuie uragane, va permite să se cunoască comportarea reală a unei construcţii sub efectul vîntului. În acest scop vor putea fi precizaţi diverşi parametri: în special încărcarea planşeelor va fi variabilă şi panourile constituind faţadele vor putea fi solidarizate de structură, cu scopul de a evidenţia contribuţia lor la rigiditatea ansamblului. Un număr de 72 de dispozitive de măsurare a presiunii sînt dispuse pe faţadă; de asemenea sînt instalaţi traductori pe clădire pentru măsurarea acceleraţiilor, traductori pentru determinarea eforturilor din stîlpi.

Un telescop plasat la 400 m evaluează deplasările imobilului. În sfîrşit, patru stîlpi de 53,50 m înălţime sînt plasaţi la 60 m în faţa clădirii; pe aceştia sînt instalate anemometre la diverse niveluri, permiţînd precizarea parametrilor vîntului la care este supusă clădirea experimentală.

Ansamblul măsurătorilor urmăreşte un număr de 240 de parametri.

Se estimează că cercetările conduse astfel vor permite ca în viitor construcţiile să se adapteze mai bine la eforturile reale pe care le au de suportat şi, în consecinţă, să fie executate în condiţii care să satisfacă în acelaşi timp securitatea şi economia.

(Bâtir, nr. 182, martie 1970)

UNII INDICATORI SINTETICI COMPARATIVI PRIVIND DEZVOLTAREA LUCRĂRILOR DE INVESTIȚII ȘI DE CONSTRUCȚII-MONTAJ ÎN ȚĂRILE MEMBRE ALE CAER

Ing. Radu Negru

Creşterea continuă a economiei ţărilor membre ale CAER, dezvoltarea industriei, crearea unei agriculturi mecanizate, progresul ştiinţific şi tehnic şi sporirea nivelului de trai al popoarelor acestor ţări constituie un proces cu aspecte interesante, care necesită o studiere atentă şi constantă.

In perioada 1951 — 1968, venitul naţional al ţărilor membre ale CAER a crescut de peste 4 ori (faţă de 2,2 ori în ţările capitaliste) şi producţia industrială de 5,85 ori (faţă de 2,62 ori în ţările capitaliste). Ponderea ţărilor membre ale CAER în producţia industrială mondială a sporit de la 17,8% în 1950 la 32% în 1968.

Obţinerea acestor realizări a depins în mare măsură de volumul investiţiilor alocate pentru construirea de obiective noi, precum şi pentru extinderea şi reconstrucţia de fabrici şi uzine, executarea de construcţii agricole, de transport şi comunicaţii, clădiri de locuit şi social-culturale etc. Considerînd nivelul anului 1960 egal cu 100, în 1968 volumul realizat al investiţiilor a reprezentat : în RPB — 254 ; în RSCS — 141 ; în RDG — 165 ; în RPP — 184 ; în RSR — 245 ; în RPU — 168 ; în URSS — 171 (fig. 1). În aceeaşi perioadă, acest indicator era în principalele ţări capitaliste următorul : în Italia — 135 ; în Franţa — 181 ; în RFG — 139 ; în SUA — 144 ; în Anglia — 148 ; în Japonia — 258.

În majoritatea ţărilor europene membre ale CAER se constată de mai mulţi ani tendinţa unei creşteri mai rapide a investiţiilor decît a lucrărilor de construcţii-montaj, aşa cum se poate constata din tabela 1.

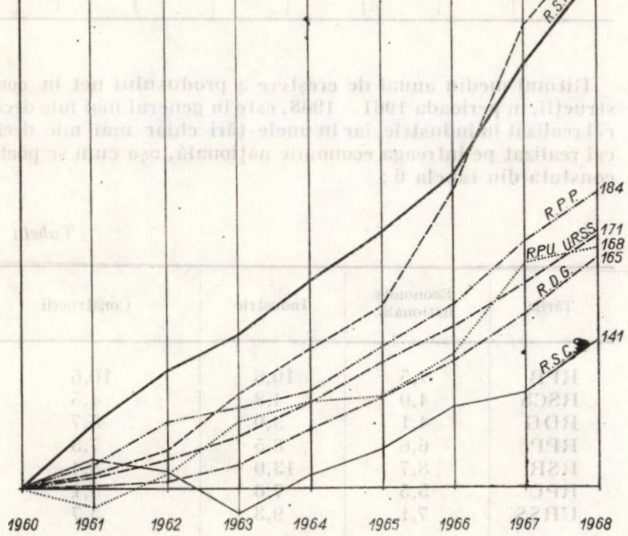


Fig. 1

Drept urmare, în toate ţările membre ale CAER, în perioada 1960 — 1966, se constată fenomenul pozitiv al reducerii ponderii lucrărilor de construcţii-montaj în volumul total al investiţiilor din economia naţională, deşi în unele ţări, pentru anul 1968, datele statistice înregistrează o uşoară creştere a acestui indicator. Această situaţie este ilustrată prin datele din tabela 2 şi din figura 2.

Tabela 1

Ritmul mediu anual de creştere a investiţiilor şi lucrărilor de construcţii-montaj în ţările membre ale CAER

(în %)

Perioada	RPB	RSCS	RDG	RPP	RSR*	RPU	URSS
Investiţii							
1951—1965	13,4	8,2	12,0	9,0	14,3	5,4	10,4
1951—1955	13,3	9,4	17,7	11,2	18,3	1,1	12,4
1956—1960	18,3	13,5	14,7	8,7	13,5	13,1	12,9
1961—1965	8,7	2,2	5,0	7,0	11,3	4,7	6,3
1966—1968	18,7	8,3	8,9	9,6	12,6	10,1	8,0
Construcţii-montaj							
1951—196^{5}	10,9	7,1	11,3	...	13,3	14,1	9,5
1951—195^{5}	14,3	13,8	15,4	...	18,3	15,4	11,9
1956—196^{0}	10,8	7,3	10,9	...	12,8	23,6	12,3
1961—196^{5}	7,1	1,6	4,9	6,2	8,9	4,6	5,1
1966—1968	16,7	8,3	8,8	9,6	12,4	9,7	7,9

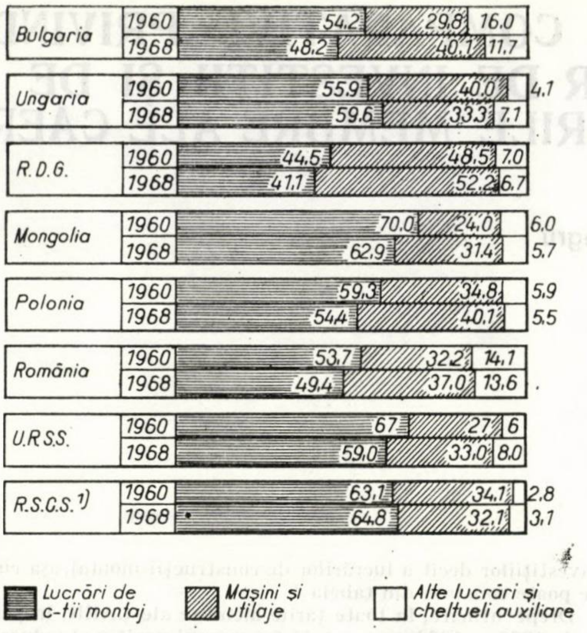
* 1951 — 1968 = inv. 14% c. m. 13,1%

Tabela 2

Ponderea lucrărilor de construcţii-montaj în volumul total al investiţiilor în ţările europene membre ale CAER

(în %)

Anul	RPB	RSCS	RDG	RPP	RSR	RPU	URSS
1960	54,2	63,1	44,5	59,3	53,7	55,9	67,0
1965	50,7	58,8	41,5	54,2	48,2	56,6	60,0
1968	48,2	64,8	41,1	54,4	49,4	59,6	59,0



1) Lucrările de montaj sînt incluse în capitolul masini şi utilaje

Fig. 2

Pentru comparaţie arătăm că, în perioada 1961 – 1964, ponderea lucrărilor de construcţii-montaj în volumul global al investiţiilor a fost : în Belgia – 56,6 %, în Olanda – 50,5 %, în Italia – 58,1 %, în Franţa – 55,8 %, în RFG – 49,0 %, în Austria – 47,8 %, în Anglia – 50,6 %, în Canada – 65,8 %, în SUA – 65 %, în Suedia – 65,1 %.

Ponderea construcţiilor în produsul social* nu s-a modificat esenţial în perioada 1950 – 1965 în ţările europene membre ale CAER şi reprezintă între 6 – 10 % (în RSR în 1968 – – 10,1 %).

In ţările occidentale, ponderea construcţiilor în produsul naţional brut a crescut în perioada 1950–1964: în Olanda de la 5,9 la 6,5%, în Italia de la 3,1 la 8,6%, în Franţa de la 5,5 la 8,1%, în RFG de la 5,2 la 8,2%, în Austria de la 7,2 la 9,6%, în Anglia de la 5,6 la 6,9%, în SUA de la 4,9 la 5,1%, în Japonia de la 4,1 la 7,4%.

Ritmul mediu de creştere a produsului global în construcţii a fost, în perioada 1961 – 1965, în genere mai scăzut decît cel înregistrat în industrie, iar în unele ţări chiar mai scăzut decît cel din economia naţională (în %):

Tabela 3

Ţările	Economia naţională 1961 – 1965	Economia naţională 1961 – 1968	Industrie 1961 – 1965	Construcţii 1961 – 1965
RPB	9,2	9,3	10,5	7,4
RSCS	3,7	5,0	4,6	0,6
RDG	6,3	5,4	6,5	7,9
RPP	8,5	...	9,2	7,4
RSR	9,5	9,4	12,3	9,8
RPU	4,7	6,1	5,4	3,9
URSS	6,5	6,9	7,1	4,6

In 1961–1968 ritmul de creştere a produsului global a fost, în R.S. România: în industrie–12,1 % ; în construcţii 10,4%.

Şi în unele ţări capitaliste dezvoltate se observă un fenomen analog, după cum se poate constata din datele privind ritmul anual de creştere a produsului intern brut (PIB) pe perioada 1961 – 1967, prezentate în tabela 4 (în %) :

Tabela 4

Ţările	Economia naţională	Industrie	Construcţii
Belgia	4,6	5,5	4,7
Italia	5,3	7,4	3,1
RFG	3,9	4,1	3,2
Austria	4,0	3,9	5,4
Canada	5,2	6,1	4,2

Ponderea construcţiilor în venitul naţional realizat nu a înregistrat modificări importante în perioada 1960 – 1968, aşa cum se arată în tabela 5.

Tabela 5

Anul	RPB	RSCS	RDG	RPP	RSR	RPU	URSS
1960	7,1	10,7	5,2	10,0	9,0	11,4	10,0
1963	7,0	8,2	4,9	9,0	8,3	10,0	9,0
1964	7,1	8,7	5,0	9,0	8,2	10,0	8,8
1965	7,3	10,3	5,3	8,5	8,0	10,3	9,3
1968	9,0	12,0	7,8	9,9	9,2	11,2	9,5

Ritmul mediu anual de creştere a produsului net în construcţii, în perioada 1961 – 1968, este în general mai mic decît cel realizat în industrie, iar în unele ţări chiar mai mic decît cel realizat pe întreaga economie naţională, aşa cum se poate constata din tabela 6 :

Tabela 6

Ţările	Economia naţională	Industrie	Construcţii
RPB	7,5	10,6	10,6
RSCS	4,0	4,8	4,5
RDG	4,1	5,0	5,7
RPP	6,6	8,5	7,3
RSR	8,7	13,0	8,4
RPU	5,5	7,6	5,1
URSS	7,1	9,3	5,7

---

* În ţările socialiste, prin *produs social* se înţelege totalitatea bunurilor materiale create în decurs de un an pe teritoriul ţării de lucrătorii ocupaţi în toate ramurile producţiei materiale.

Produsul global reprezintă totalitatea bunurilor materiale create în decurs de un an într-o ramură a sferei producţiei materiale sau sporul de valoare creat în ramurile care, prin activitatea lor, continuă procesul de producţie în sfera circulaţiei. Prin însumarea produsului global al tuturor ramurilor producţiei materiale se obţine produsul social. În produsul global, în construcţii se include : valoarea lucrărilor de construcţii (inclusiv montajul utilajelor) şi a reparaţiilor capitale la construcţii; valoarea lucrărilor geologice şi de foraj cu caracter de investiţii; prestările de servicii în construcţii (închirieri de utilaje etc.) şi munca prestată de populaţie la drumuri şi poduri.

Produsul net este acea parte a produsului global care rămîne după scăderea cheltuielilor materiale de producţie şi reprezintă valoarea nou creată la nivelul ramurii. Prin însumarea produsului net al tuturor ramurilor producţiei materiale se obţine venitul naţional.

Produsul naţional brut (*P.N.B.*) exprimă, în economia capitalistă, produsul naţional total de mărfuri şi servicii, cuprinzînd cheltuielile de consum individual şi ale statului (mărfuri şi servicii), investiţiile brute, precum şi venitul net primit din străinătate (exportul minus importul).

Produsul intern brut (*P.I.B.*) se deosebeşte de P.N.B. prin neluarea în considerare a venitului net primit din străinătate (diferenţa dintre valorile primite şi cele scoase).

(Din Dicţionar Statistic – Economic – DCS – Bucureşti – 1969)

Ponderea numărului persoanelor ocupate în construcţii în numărul total al celor ocupate în economia naţională este arătată în tabela 7 (în %)

Tabela 7

Ţările	1950	1955	1960	1965	1968
RPB	3,4	3,5	5,2	7,0	7,9
RSCS	6,3	6,8	8,3	8,0	8,5
RDG	6,5	6,0	6,3	6,2	6,7
RPP	4,2	5,4	5,7	5,8	6,1
RSR	2,2	4,3	4,9	6,3	7,2
RPU	3,1	4,8	5,4	6,1	6,9
URSS	6,0	...	7,0	7,5	7,9

Acelaşi indicator, în unele ţări capitaliste, prezintă de asemenea creşteri în perioada 1955 — 1967 (în Belgia de la 7,0 la 8,5 %, în Franţa de la 7,0 la 9,1 %, în RFG de la 7,7 la 7,9 %, în Anglia de la 6,5 la 6,8 %, în Japonia de la 4,4 la 7,3 %). În SUA această pondere se menţine la 4,4 % în perioada analizată.

Ritmul de creştere a numărului persoanelor ocupate în construcţii în majoritatea ţărilor membre ale CAER a fost în RSR şi RPB mai ridicat decît cel din industrie, în timp ce în celelalte ţări se constată o încetinire a ritmului de creştere a numărului persoanelor ocupate în construcţii faţă de cel al persoanelor ocupate în industrie şi chiar în economia naţională, aşa cum se poate constata din datele tabelei 8 :

Tabela 8

Ţările	Economia naţională 1968/1960	Industrie 1968/1960	Construcţii 1968/1960
RPB	104	137	157
RSCS	112	115	115
RDG	99*	99*	98*
RPP	121	135	128
RSR	103	141	151
RPU	106	127	122

* 1965/1960

În majoritatea ţărilor capitaliste se constată însă o tendinţă de creştere a numărului persoanelor ocupate în construcţii, faţă de creşterea medie pe întreaga economie naţională, aşa cum se poate vedea din indicatorii pentru perioada 1960 — 1967 (tabela 9).

Tabela 9

Ţările	Economia naţională	Construcţii
Belgia	107	127
Italia	95	109
Franţa	104	124
RFG	99	92
Austria	104	113
Anglia	104	109
Canada	124	114
SUA	113	113
Japonia	112	155

Creşterea productivităţii muncii, exprimată prin creşterea producţiei (în %) pe un salariat în organizaţiile în antrepriză, a avut loc în anul 1968 faţă de 1960, comparativ cu creşterea volumului lucrărilor de construcţii-montaj executate în antrepriză, conform datelor din tabela 10.

Tabela 10

Ţările	Producţia de construcţii-montaj	Productivitatea pe un salariat	Raportul celor doi indicatori
RPB	220,7	159,6	1,39
RSCS	136,7	134,1	1,02
RDG	163,0	154,6	1,06
RPP	182,9	147,5	1,24
RSR	263,0	159,0	1,65
RPU	166,8	139,5	1,20
URSS	161,0	150,0	1,07

Datele din acest tabel subliniază că, spre deosebire de celelalte ţări membre ale CAER, unde creşterea volumului lucrărilor de construcţii-montaj s-a realizat aproape în totalitate pe seama creşterii productivităţii muncii, în RSR are loc un important decalaj între valorile acestor indicatori. Aceasta pune în evidenţă necesitatea unui efort în direcţia folosirii unor metode intensive de sporire a producţiei.

În volumul total al fondurilor fixe productive ale economiei naţionale ale ţărilor membre ale CAER, ponderea fondurilor fixe ale sectorului de construcţii a crescut ca urmare a dotării cu utilaje şi baze de producţie. Datele din tabela 11 arată că această creştere a fost deosebit de rapidă în RSR.

Tabela 11

(în %)

Ţările	1950	1955	1960	1965	1967
RPB	2,1	2,5	2,2	2,7	3,4
RSCS	1,4	1,4	1,8	2,2	2,7
RPP	...	...	1,7	2,5	2,5*
RSR	1,4	4,0	3,8	4,2	4,5
RPU	...	...	1,3	1,7	1,9
URSS	2,6	3,1	3,0	3,5	3,9

* 1966

În structura fondurilor fixe din ţările membre ale CAER 37 — 50 % reprezintă utilajele de construcţii şi 15 — 25 % utilajele de transport.

Sporirea ponderii sectorului construcţii în fondurile fixe de producţie a fost însoţită, în general, de sporirea indicatorului de înzestrare cu fonduri fixe pe o persoană ocupată în construcţii, aşa cum se poate constata din tabela 12 :

Tabela 12

(în %)

Ţările	În sfera materială a economiei naţionale (1965/1960)	În industrie		În construcţii	
		1965/60	1967/60	1965/60	1967/60
RPB	180	167	192	164	232
RSCS	129	128	160	152	190
RPP	112	113	122	148	149
RSR	148	123	158[1]	128	156[1]
RPU	140	128	139	158	175
URSS	129	142	...	170	...

[1] 1968

Investiţiile în ramura construcţii au variat în ultimii ani în ţările membre ale CAER. În funcţie de industrializarea construcţiilor, ritmul de creştere a fost ridicat şi a depăşit ritmul de creştere a investiţiilor în industrie şi în întreaga sferă productivă. Ritmul mediu anual de creştere a investiţiilor în ramura construcţii în ţările membre ale CAER şi în ţările capitaliste este prezentat în tabela 13 (în %):

Tabela 13

Ţările	1951 – 1955	1956 – 1960	1961 – 1965	1951 – 1965	1961 – 1968
RPB	1,0	27,4	20,5	15,7	21,0
RSCS	7,1	25,4	–0,8	10,1	3,2 [2]
RDG	5,4	60,4	3,0	20,3	13,5
RPP	15,7	12,5	...	...	12,9
RSR	–4,6	12,6	29,5	11,7	21,4
RPU	–25,0	36,4	7,7	3,2	7,5 [1]
URSS	13,0	12,7	5,4	10,3	8,7

1961 – 1967; [2] 1961 – 1966

Ţările	1956 – 1960	1961 – 1964	1956 – 1964	1961 – 1967
Belgia	5,4	20,6	11,9	13,1
Anglia	4,8	8,8	6,6	7,7
Suedia	0,8	7,0	2,6	4,2

În majoritatea ţărilor membre ale CAER, concomitent cu creşterea investiţiilor în construcţii a crescut şi ponderea acestora în volumul total al investiţiilor în sfera productivă a economiei naţionale, aşa cum se poate constata din tabela 14. Este semnificativ faptul că, deşi ponderea investiţiilor în sectorul construcţii în volumul total al investiţiilor este, în RSR, în scădere faţă de 1950, valoarea acesteia la nivelul anului 1968 este relativ ridicată (4,2 %), superioară celei din ţările capitaliste asupra cărora posedăm date. În acelaşi timp, în ţările membre ale CAER, nivelul investiţiilor pe o persoană ocupată este, în construcţii, de 3 — 5 ori mai mic decît nivelul investiţiilor ce revine pe o persoană ocupată în industrie.

Datele de mai sus permit tragerea unor *concluzii* valabile pentru perioada 1960 — 1968 :

1. Cu toată creşterea importantă a ponderii persoanelor ocupate în construcţii în numărul persoanelor ocupate în economia naţională, se constată în toate ţările membre ale CAER un ritm mai redus de creştere a produsului global şi a produsului net în construcţii, în comparaţie cu aceiaşi indicatori în industrie. Ponderea construcţiilor în produsul social şi în venitul naţional, în perioada analizată, nu comportă modificări esenţiale, iar în unele din ţările membre ale CAER se înregistrează chiar scăderi.

Tabela 14

A. Ponderea investiţiilor alocate sectorului construcţii în investiţiile sferei productive a economiei naţionale în ţările membre ale CAER (în %)

Ţările	1950	1955	1060	1965	1968
RPB	3,0	1,8	2,2	3,5	3,8
RSCS	3,1	3,1	4,5	3,8	5,0
RDG	...	...	4,1	5,0	4,5
RPP	2,9	3,6	4,5	4,8	6,0
RSR	7,4	2,5	2,6	4,8	4,2
RPU	5,6	1,2	3,1	3,5	2,4
URSS	4,2	4,2	4,6	4,0	5,0

B. Ponderea investiţiilor pentru construcţii în investiţiile globale naţionale în unele ţări capitaliste (în %)

Ţările	1950	1955	1960	1964	1967
Belgia	...	2,3	2,4	3,8	3,6
Anglia	1,5	1,8	1,7	1,8	2,0
Canada	1,8	2,8	1,6	1,4	...
Suedia	...	1,1	0,8	0,8	1,7

2. În majoritatea ţărilor membre ale CAER, ca urmare a unor eforturi în direcţia raţionalizării soluţiilor de proiectare, ponderea lucrărilor de construcţii-montaj în volumul investiţiilor a înregistrat scăderi.

3. Ritmului ridicat de creştere a indicatorului de înzestrare cu fonduri fixe pe o persoană ocupată în construcţii îi corespunde, în perioada analizată, o creştere importantă a productivităţii muncii. În unele ţări însă, această creştere a productivităţii muncii a înregistrat rămîneri în urmă faţă de indicatorul de creştere al producţiei de construcţii-montaj, pentru asigurarea ritmului de creştere a investiţiilor, fiind necesar a se atrage în construcţii forţe de muncă suplimentare.

BIBLIOGRAFIE

[1] Anuarul Statistic al RSR – 1969

[2] *Obzor urovnea statisticeskih pokazateli stroitelstva v stranah-cilenah SEV za 1968 god* (Trecere în revistă a nivelului şi indicatorilor statistici ai construcţiilor în ţările membre CAER) — Comisia permanentă CAER pentru construcţii – Sofia – septembrie 1969

[3] Strani-cileni *Kratkii statisticeskii spravocinik* — (Ţările membre CAER — scurt îndrumar statistic) — Secretariatul CAER — Moscova – 1969

[4] Interstroiinformaţia — Nr. 3/1969 — *Culegere de materiale şi informaţii ale Comisiei permanente CAER pentru construcţii.*

RECENZII

Einar Keinzel :

METODE SIMPLIFICATE PENTRU CALCULUL CONSTRUCŢIILOR MULTIETAJATE

Bucureşti, Ed. tehnică, 1969 ; 274 pagini, 90 figuri, 86 tabele şi 46 exemple de calcul

Este binecunoscut rolul important pe care l-a jucat pentru generaţiile mai vechi de ingineri colecţia editată de Emperger sub numele *Handbuch für Eisenbetonbau*. În anii din urmă, în diferite ţări au fost iniţiate din nou colecţii cu caracter, fie mai amplu, monografic (cum ar fi colecţia Engineering Societies Monographs McGraw-Hill Book Company) sau, mai concis, enciclopedic (de exemplu seria Bauingenieur-Praxis, îngrijită de R. von Halász în editura Wilhelm Ernst & Sohn).

O idee cu totul lăudabilă a avut Editura tehnică iniţiind ciclul „Calculul şi alcătuirea construcţiilor" în dorinţa de a sprijini activitatea de proiectare a inginerilor constructori, în condiţii de operativitate şi eficienţă sporită.

Primul volum apărut, „Metode simplificate pentru calculul construcţiilor multietajate", este scris de ing. Einar Keinzel, cunoscut cititorilor acestei reviste dintr-un număr mare de articole publicat în acelaşi domeniu.

Cartea conţine 13 capitole care pot fi grupate în două părţi, şi anume : calculul static (cap. 1—8) şi calculul vibraţiilor şi determinarea sarcinilor seismice (cap. 9 — 13).

În cele ce urmează vom enumera titlurile capitolelor.

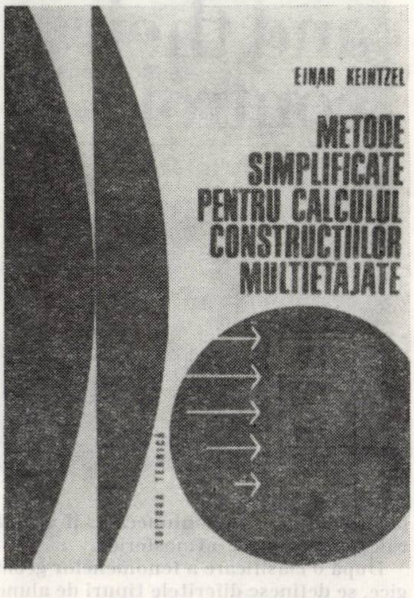
Cap. 1 : Folosirea distorsiunilor la calculul static al cadrelor etajate şi al diafragmelor cu goluri la sarcini orizontale.

Cap. 2 : Rigiditatea relativă de nivel şi folosirea ei la calculul spaţial al construcţiilor etajate.

Cap. 3 : Calculul cadrelor etajate plane la sarcini orizontale.

Cap. 4 : Calculul diafragmelor simetrice cu un şir de goluri la sarcini orizontale.

Cap. 5 : Calculul diafragmelor cu un şir de goluri în poziţie nesimetrică la sarcini orizontale.


EINAR KEINTZEL
METODE SIMPLIFICATE PENTRU CALCULUL CONSTRUCTIILOR MULTIETAJATE
EDITURA TEHNICĂ

Cap. 6 : Calculul diafragmelor cu mai multe şiruri de goluri la sarcini orizontale.

Cap. 7 : Calculul spaţial al structurilor formate din cadre şi diafragme.

Cap. 8 : Calculul cadrelor la eforturi de temperatură.

Cap. 9 : Relaţii de bază pentru calculul vibraţiilor construcţiilor etajate.

Cap. 10 : Vibraţiile cadrelor etajate plane.

Cap. 11 : Vibraţiile construcţiilor cu diafragme.

Cap. 12 : Influenţa rotirii fundaţiilor asupra vibraţiilor construcţiilor multietajate.

Cap. 13 : Determinarea solicitărilor seismice.

Cartea mai cuprinde o listă de notaţii principale, 46 exemple de calcul, 86 tabele şi o bibliografie cu 136 de titluri.

Unul dintre meritele pe care trebuie să-l relevăm este tratarea unitară a cadrelor din bare şi a diafragmelor cu goluri în cadrul aceleiaşi lucrări.

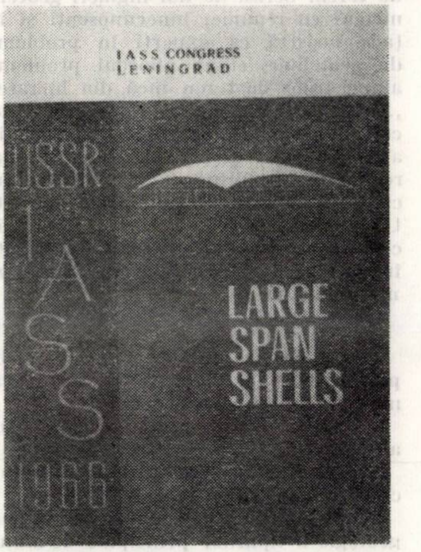
Scrisă clar şi sistematizat, cu competenţa unui experimentat proiectant, cartea constituie un binemeritat succes, atît al autorului, cît şi al Editurii tehnice.

Dr. doc. şt. tehn. Mircea V. Soare

LARGE-SPAN SHELLS. Proceedings of the IASS-Congress on the Problems of Interdependence between Design and Erection of Shells for Large-Span Industrial and Public Buildings. USSR, Leningrad, September, 6—9, 1966 (2 vol).

Plăci curbe subţiri de deschidere mare. Memoriile Congresului IASS asupra problemelor de interdependenţă între proiectare şi execuţia plăcilor curbe subţiri pentru construcţii industriale şi social-culturale de deschidere mare). TNIIS, Moscova, 1966, 2 volume, 788 + 452 pag.

Într-o cronică anterioară*, autorul acestor rînduri a făcut o dare de seamă asupra lucrărilor congresului ţinut la Leningrad. Revenim prin prezenta recenzie pentru a semnala cititorilor români publicarea lucrărilor acestui congres, în două volume, editate de Comitetul de Stat pentru Construcţii al U.R.S.S (sub îngrijirea TNIIS).



Faţă de cele 76 referate multiplicate în publicaţiile preliminare, cele două volume cuprind 55 şi respectiv 34 rapoarte, însoţite de discuţiile care au avut loc pe marginea lor.

---

* Vezi Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 21, 1, 1967, p. 50—52.

Rapoartele au fost grupate în cinci teme şi anume :

Tema I : Proiectarea plăcilor curbe subţiri.
I.A : Proiectarea structurii.
I.B :Tipizarea şi economia structurilor din plăci curbe subţiri
I.C : Calculul.
Tema II : Rolul cercetării în proiectarea plăcilor curbe subţiri.
Tema III : Construcţia şi montajul plăcilor curbe subţiri de beton armat.
Tema IV : Fabricarea şi montajul plăcilor curbe subţiri din metal, lemn, mase plastice şi alte materiale.
Tema V : Exemple de structuri realizate.

Rapoartele sînt publicate în limbile originale, după cum au fost prezentate de autori, şi anume în engleză, franceză şi germană. În paralel a fost editată şi o ediţie în limba rusă.

Cele două volume, imprimate la rotaprint într-un format comod, reflectă experienţa pe plan mondial în problemele complexe de proiectare (concepţie, tipizare, economie şi calcul), cercetare şi execuţie a plăcilor curbe subţiri din diferite materiale.

Dr. doc. şt. tehn. Mircea V. Soare

●

Quido Zaruba : Vojtěch Mencl

LANDSLIDES AND THEIR CONTROL

(Alunecări de teren şi controlul lor)

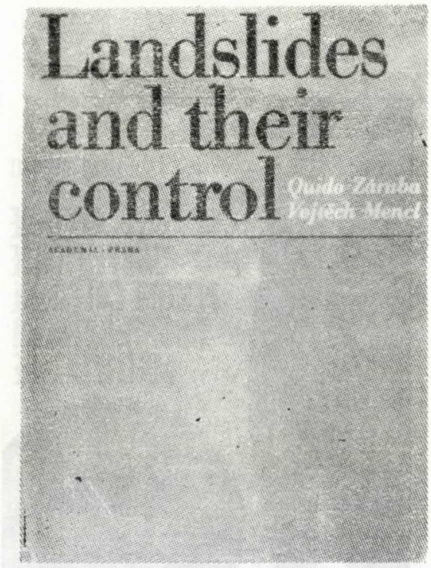
Editura Elsevier, Amsterdam — London — New York în colaborare cu Editura Academia, Praha, 1969

Cartea prezintă într-o formă concisă complexul de probleme teoretice şi practice legate de fenomene de alunecări de teren. Scrisă de doi ingineri geotehnicieni cu renume, binecunoscuţi şi în ţara noastră ca experţi în probleme de geotehnie, ei au abordat problema alunecărilor de teren încă din lucrarea ,,Geologia inginerească" (ediţia în limba cehă 1954, ediţie în limba germană în anul 1961), e drept sub o formă mai restrînsă, încadrînd-o în cadrul unui capitol. De data aceasta problema este tratată exhaustiv, autorii folosind în cea mai mare parte vasta lor experienţă în acest domeniu. Cartea grupează materialul în 10 capitole :

1. Introducere ;
2. Problema alunecărilor de teren privită din punctul de vedere al mecanicii terenului şi al rocilor ;
3. Factorii care produc mişcări de alunecare ;
4. Clasificarea fenomenelor de alunecări ;
5. Definirea din punct de vedere geologic a tipurilor principale de alunecări de teren ;
6. Cercetări geologice privind alunecările de teren ;
7. Interpretarea studiilor de teren şi analiza stabilităţii ;
8. Măsuri de asanare ;
9. Prevenirea rupturilor de taluzuri ;
10. Dare de seamă asupra alunecărilor de teren pe teritoriul Cehoslovaciei.

Plecînd de la faptul că fenomenele de instabilitate a terenului au în practica inginerească uneori efecte economice negative importante, după o prezentare succintă a unor alunecări de proporţii importante înregistrate în tehnica mondială, se trece la o analiză profundă a factorilor care pot să evite sau să reducă astfel de fenomene în strînsă legătură cu starea generală de rezistenţă a rocii (mobilizarea rezistenţei de forfecare, influenţa apei subterane sub aspectul de infiltraţie, subpresiune sau efecte chimice de alterare a rocii de bază, precum şi fenomene reologice ale rocilor).

Un factor important, subliniat în mod deosebit în carte, care poate să ducă la declanşarea unor alunecări, îl constituie precipitaţiile atmosferice.



După o clasificare a fenomenelor geologice, se definesc diferitele tipuri de alunecări, grupate în mişcări de suprafaţă, alunecări cauzate de antrenarea nisipului, alunecări masive de roci etc.

Pentru cercetările din punct de vedere ingineresc-geologic, se trec în revistă cercetările de teren şi probele care se efectuează în laborator. Acest capitol se adresează în mod special inginerului geotehnician, pe cînd cel care se ocupă cu diferitele metode de calcul al stabilităţii, precum şi capitolele care urmează, se adresează direct inginerului constructor. Măsurile de asanare, precum şi prevederile de care trebuie să se ţină seamă la proiectarea unor importante construcţii inginereşti, constituie un ghid preţios pentru inginerul proiectant, care este pus în situaţia de a acţiona urgent pentru a evita urmările grave ale unor alunecări.

Ultimul capitol, deşi cu caracter specific local, referindu-se la fenomene de alunecări din Cehoslovacia, prezintă interes pentru inginerii din ţara noastră, deoarece sînt descrise fenomene care au apărut în formaţii neogene, complexe, ale zonei subcarpatice, în zona flişului carpatic, precum şi la marginea formaţiilor complexe vulcanice, în depresiunile intracarpatice.

Ţinînd seamă de analiza profund ştiinţifică a problemei şi de actualitatea ei, fiind uneori scoasă în evidenţă concomitent cu fenomene de precipitaţii abundente, inginerii din ţara noastră au posibilitatea nu numai de a se informa ci şi de a trage învăţăminte preţioase din exemplele concrete şi bogat ilustrate.

Mai trebuie subliniată, pe lîngă bibliografia vastă indicată (240 titluri), o prezentare deosebit de clară a figurilor şi reproducerilor fotografice care însoţesc textul, făcînd din acest volum cu 202 pagini şi o hartă anexă a Cehoslovaciei, cu localizarea principalelor regiuni în care se manifestă astfel de fenomene, un ghid deosebit de preţios în mîna inginerilor din proiectare şi execuţie.

Ing. **R. Möckesch**

●

Dr. tech. dipl. ing. Jan Bródka şi dipl. ing. Jan Klobukowski

VORGESPANNTE STAHLCONSTRUKTIONEN

(Construcţii metalice pretensionate)

Berlin — München, 1969

Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, 179 pag., 143 fig.

În cele opt capitole ale lucrării se tratează aspectele principale ale construcţiilor metalice pretensionate.

După ce se reamintesc principiile pretensionării, în primul capitol se prezintă mijloacele de introducere în construcţie a unor tensiuni iniţiale, avantajele construcţiilor pretensionate, domeniile de utilizare. Se dau, pentru cîteva tipuri de elemente de construcţie, valori informative privind reducerile de consum de metal şi de preţ de cost obţinute prin pretensionare.

Cel de al doilea capitol se referă la calităţile oţelurilor folosite la elementele de pretensionare. Se prezintă caracteristicile mecanice ale oţelurilor utilizate în diferite ţări şi se dau rezistenţele admisibile şi coeficienţii de siguranţă pentru oţelurilor folosite în R.F.G.

Se examinează diferite aspecte privind scurgerea lentă şi relaxarea. Se dau indicaţii privind măsurile de protecţie împotriva coroziunii.

În capitolul 3 se prezintă calculul elementelor pretensionate de tipul grinzi cu inimă plină şi grinzi cu zăbrele. Se dau relaţiile de calculul solicitărilor la elemente simplu rezemate şi continue şi relaţiile de dimensionare. Se examinează influenţa cedării în ancoraje şi efectul relaxării, verificarea stabilităţii generale şi locale, calculul săgeţilor.

Grinzile cu inimă plină sînt examinate şi în comportarea lor plastică ; se dau relaţiile de calcul.

Calculul elementelor pretensionate este sistematizat şi clar expus ; se dau tabele ajutătoare. Acest capitol este însoţit de exemple de calcul complete, ceea ce uşurează înţelegerea aplicării relaţiilor de calcul date.

În capitolul 4 se examinează diferite tipuri de ancoraje utilizate, cu descrierea completă a modului lor de alcătuire. Se prezintă tipuri de ghidare a cablelor de pretensionare şi se analizează efectele lor asupra efortului de preîntindere, precum şi ale tensiunilor locale ce apar în cabluri în secţiunile din zonele în care direcţia cablului este modificată prin intermediul unor piese de ghidare.

În capitolul 5 se examinează aspectele principale privind alegerea soluţiei şi alcătuirea elementelor. Se analizează diferite moduri de aşezare a cablurilor de pretensionare şi, în funcţie de deschiderea grinzii şi de tipul de încărcare, se fac recomandări. Se prezintă diferite tipuri de alcătuire a secţiunii grinzilor cu inimă plină şi a fermelor pretensionate.

În capitolul 6, care se referă la montaj, se examinează metodele de montaj, utilajele de tensionare, pregătirea şi controlul elementelor de pretensionare, verificarea forţei de pretensionare realizate.

În capitolul 7 se dau exemple de construcţii metalice pretensionate realizate, cu descrierea pe larg a caracteristicilor acestora. Se prezintă realizări privind: hale, hangare, acoperişuri pe cabluri, cupole, acoperişuri cutate, poduri.

În capitolul 8 se examinează diferite metode de introducere în elementele de construcţie a unor stări de tensiune iniţiale prin predeformare realizată la execuţie sau montaj şi prin temperatură. Se dau exemple de realizări şi relaţii de calcul.

Se examinează efectul ecruisării în ridicarea capacităţii portante, ca urmare a creşterii limitei de curgere.

Se analizează pretensionarea ca mijloc de sporire a rigidităţii şi stabilităţii.

În ansamblul ei, lucrarea se dovedeşte deosebit de interesantă, reuşind ca într-un volum redus să pună la dispoziţia celor interesaţi, în mod concis şi clar, toate elementele principale necesare calculului şi realizării construcţiilor metalice pretensionate.

Conf. ing. Dragoş Georgescu

W. NOWACKI
DINAMICA SISTEMELOR ELASTICE
EDITURA TEHNICĂ

W. Nowacki :

DINAMICA SISTEMELOR ELASTICE

(traducere din limba poloneză).
Bucureşti, Editura tehnică, 1969,
493 pagini.

Cu excepţia a două lucrări publicate cu mai bine de 15 ani în urmă şi făcînd abstracţie de problemele de seismologie inginerească, în limba română nu au existat monografii privind dinamica construcţiilor. De aceea, considerăm bine venită tipărirea de către Editura tehnică a traducerii monografiei prof. dr. W. Nowacki din Varşovia. Prima ediţie, în limba poloneză, a apărut în anul 1961 şi a cunoscut traduceri în limbile engleză şi rusă, textul fiind revizuit şi îmbunătăţit. De aceste îmbunătăţiri şi aduceri la zi se bucură şi ediţia română, în excelenta traducere a conf. dr. P. P. Teodorescu.

Cartea se adresează matematicienilor, inginerilor din specialitatea construcţii civile şi industriale, inginerilor mecanici şi, mai general, cercetătorilor din domeniul mecanicii solidelor deformabile.

Ceea ce caracterizează cartea este tratarea în ansamblu a dinamicii firelor, barelor şi sistemelor de bare, plăcilor plane şi plăcilor curbe subţiri, adică întreg domeniul structurilor discrete şi mediilor continue.

Cartea cuprinde 14 capitole şi anume: Cap. 1: *Introducere în dinamica corpurilor elastice.* Cap. 2: *Introducere în dinamica corpurilor viscoelastice.* Cap. 3: *Vibraţiile longitudinale şi transversale ale firelor. Cap.* 4: *Vibraţiile longitudinale ale barelor.* Cap. 5: *Vibraţiile de răsucire ale barelor.* Cap. 6: *Vibraţiile transversale ale barelor.* Cap. 7: *Vibraţiile libere şi forţate ale grinzilor continue.* Cap. 8: *Vibraţiile libere şi vibraţiile forţate ale cadrelor.* Cap. 9: *Vibraţiile transversale ale plăcilor plane subţiri.* Cap. 10: *Vibraţiile transversale ale plăcilor curbe subţiri.* Cap. 11: *Propagarea undelor elastice.* Cap. 12: *Metode aproximative în dinamica structurilor.* Cap. 13: *Introducere în calculul operaţional.* Cap. 14 *Tabele.*

Domeniul larg de preocupări acoperit a făcut imposibilă, după cum menţionează autorul în prefaţa sa, examinarea detaliată a vibraţiilor unor tipuri speciale de structuri ca grinzile cu zăbrele, barele cu pereţi subţiri sau plăcile de fundaţie.

Exceptînd transformările integrale, cunoştinţele matematice cerute pentru a înţelege textul sînt cele prevăzute în programele analitice ale institutelor de învăţămînt superior tehnic.

Cartea va fi consultată cu cel mai mare folos de cercul larg de cititori amintit anterior.

Dr. doc. şt. tehn. Mircea V. Soare

Redacţia mulţumeşte cititorilor — încă prea puţini — care au răspuns anchetei noastre şi au făcut propuneri de îmbunătăţire a revistei.

Facem totodată apel la cititorii care încă nu au expediat formularul completat să facă aceasta cît mai curînd, dînd astfel un ajutor preţios redacţiei.

CRONICA

Expoziția cehoslovacă

În luna aprilie, firma cehoslovacă Strojexport a prezentat în București, în unul din pavilioanele din Piața Scînteii, o interesantă expoziție de mașini și utilaje de construcție și de săpat, cum și cîteva tipuri de agregate de climatizare pentru locuințe, magazine, hoteluri și obiecte industriale.

Cele două excavatoare prezentate: DH 101 și D 141, prezintă calități deosebite.

Astfel excavatorul hidraulic DH 101 servește la lucrări de construcții, la deplasarea pămîntului, la extracții etc. Greutatea mașinii este de cca 26 t și diferă în funcție de utilajele folosite, ale căror scule sau cupe sînt comandate direct cu pistoane hidraulice de înaltă presiune.

Excavatorul este dotat de un motor Diesel Skoda MK 634, care acționează două pompe axiale cu piston de înaltă presiune.

Mobilitatea mare a mașinii este datorată modului în care sînt închise pompele într-un sistem dublu circuit.

Șenilele cu trei lățimi diferite înlesnesc deplasarea excavatorului pe terenuri foarte diferite.

Excavatorul universal cu lingură tip D 141 posedă o cabină spațioasă, separată de spațiul mașinilor și cu un scaun automatic, garantînd astfel o bună vizibilitate.

Datorită construcției șasiului, presiunea specifică pe teren este redusă de șenilele cu două lățimi, care mai au calitatea de a se deplasa în sensuri opuse, premițînd rotirea pe loc.

Un mare număr de dispozitive auxiliare conferă calitatea de universalitate a excavatorului.

Pe terenul din apropierea pavilionului au mai fost expuse remorcherul monoosie T 180 cu dumperul D 10 și cel cu screperul S 10 folosite la încărcatul și transportul pămîntului și rocilor, utilaje premiate la tîrgurile de la Leipzig și Brno.

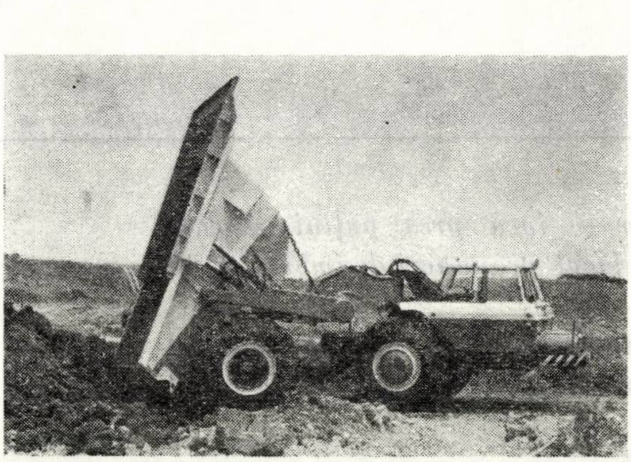
De asemenea au mai fost prezentate fabricile de beton „Centromat" folosite pe marile șantiere sau ca fabrici centrale, cum și autobetoniera și autotransportoarea de beton tip AMS-55 cu capacitatea tobei de 6 m³ și cu golirea prin basculare. Ea este folosită fie ca autotransportoare a betonului de la fabrica centrală la locul de utilizare, pe parcurs amestecînd betonul pentru a-i păstra omogenitatea și toate celelalte proprietăți, fie ca autobetonieră, în care caz, în timpul drumului spre șantier fabrică în tobă amestecul de beton.

Pentru lucrări miniere, pentru construcții industriale, la susținerea tunelurilor și galeriilor, la baraje, a fost recomandată mașina de torcretat beton SSB-02-U.

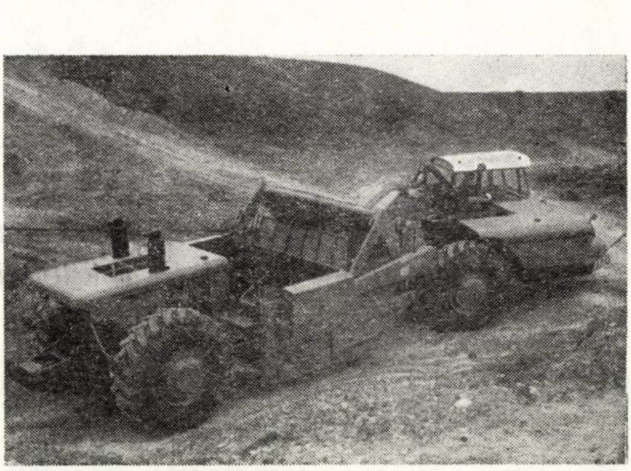
O mașină robustă și în același timp cu un grad mare de mobilitate este încărcătorul frontal Universal UNC-151.

În încheiere, trebuie menționate și utilajele pentru construcția drumurilor: cilindrul compresor pneumatic, cilindrul compresor tandem static, cilindrul tractat, cilindrul vibrator tandem.

Modul de prezentare a exponatelor, cum și demonstrațiile și explicațiile date de specialiștii firmei au pus în valoare calitățile și performanțele utilajelor, oferind publicului vizitator o dovadă a rezultatelor pozitive obținute de industria de mașini cehoslovacă.



Remorcherul monoosie T 180 cu dumperul D 10



Remorcherul monoosie T 180 cu screperul S 10

Arce precomprimate pentru un siloz gigantic

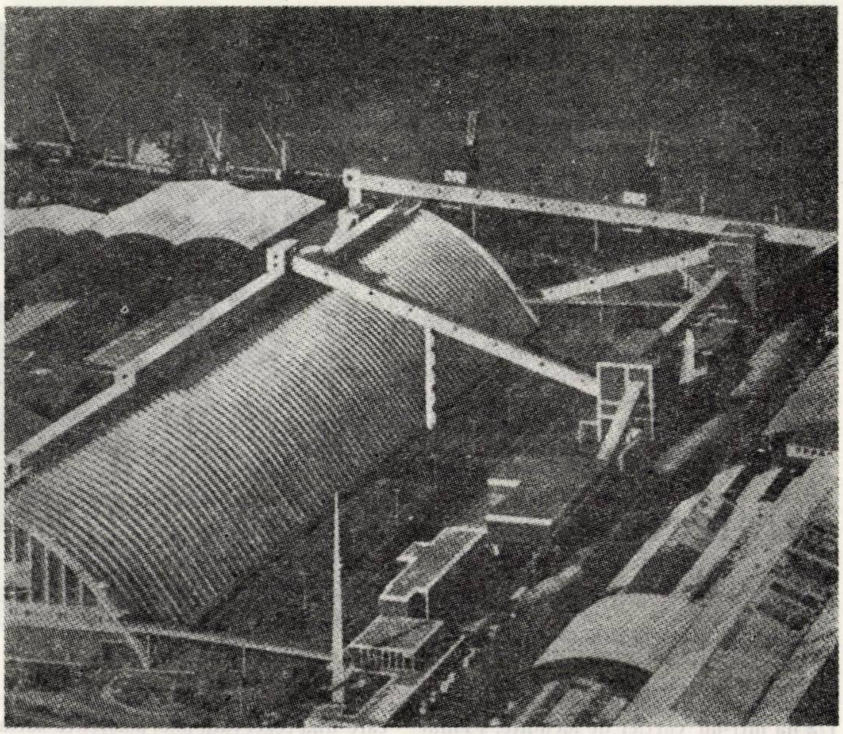
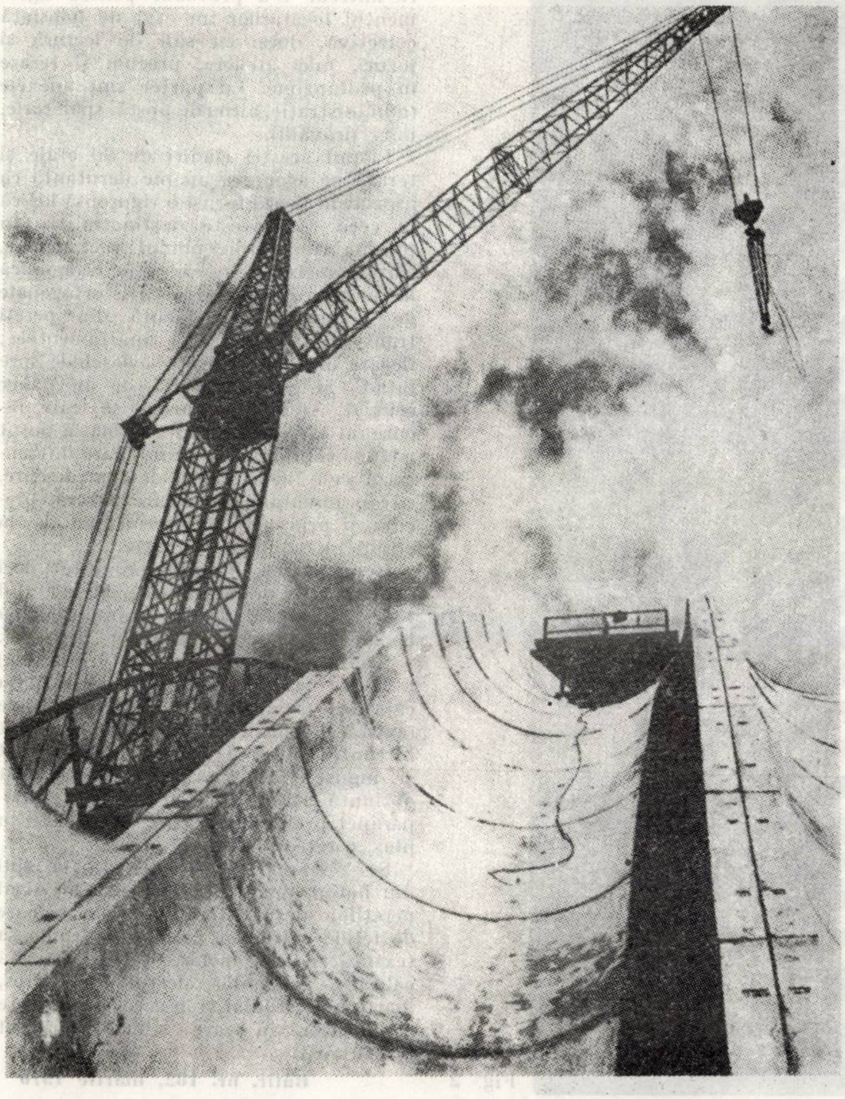


Fig. 1

Fig. 2



Portul Durban din Africa de Sud posedă cel mai mare siloz de beton prefabricat : 248 m lungime, 64 m lăţime şi 27 m înălţime. Această lucrare seamănă ca formă cu vechile hangare pentru dirijabile, între care cele mai celebre au fost fără îndoială cele de la Orly, construite în 1921 de Eugène Freyssinet (distruse în cursul ultimului război) şi ale căror dimensiuni rămîn de neegalat : 300 m lungime, 90 m deschidere şi 60 m înălţime.

Operă celebră a unui constructor ilustru, aceste hangare au fost realizate prin juxtapunerea arcelor nervurate de beton armat, turnate ca o singură piesă, şi dale luminator de sticlă. Atît cît ne amintim de ele, se pare că nu duceau lipsă de etanşeitate. Execuţie de mîna întîia, deoarece pe atunci nu existau materialele plastice de azi, care asociază la o înaltă capacitate elastică o rezilienţă ridicată şi sînt deci susceptibile să asigure fără să se poansoneze şi cu o mare fiabilitate închiderea perfectă a rosturilor, urmărind deformaţiile rezultînd din diferitele solicitări. Acesta este cazul elastomerilor, ca neoprenul, sau al adezivilor sintetici.

Acestor noi substanţe şi pretensionării — inventată chiar de acest mare inginer francez — li se datorează excepţionala calitate a silozului din Durban, care se deosebeşte de hangarele de la Orly prin zvelteţea formei, prin felul de execuţie şi măsurile de etanşeitate adaptate climei tropicale şi marine. Construcţia este alcătuită în esenţă din 80 de arce articulate, prefabricate din elemente semicilindrice de 3 m diametru ,,înşirate'' pe cabluri de oţel, apoi precomprimate.

Etanşeitatea lor a fost asigurată de profile plastice lipite, peste care s-a aplicat o vopsea hidrofugă şi exotermică cu pigmenţi de aluminiu.

Aceste arce, grupate cîte patru pe o grindă pe cant, reazemă pe rotule cilindrice, care la rîndul lor sînt susţinute de masive ancorate în pile încastrate în stîncă, la 40 m adîncime. Din cauza greutăţii mari a materialelor însilozate (zahăr rafinat), de ordinul a 22 t/m^2, şi a higroscopicităţii ridicate a produsului, a trebuit să se ranforseze dala de sol şi să i se includă o membrană etanşă ca barieră pentru vapori (din neopren de 1 mm grosime). Tiranţii înecaţi în masa betonului se opun la orice alunecare relativă a reazemelor către exterior.

Acest siloz, remarcabil şi prin utilarea sa cu instalaţii de distribuire automată (500 t/h), poate adăposti 180 000 tone de zahăr. Execuţia a durat doi ani.

Bâtir, nr. 182, martie 1970

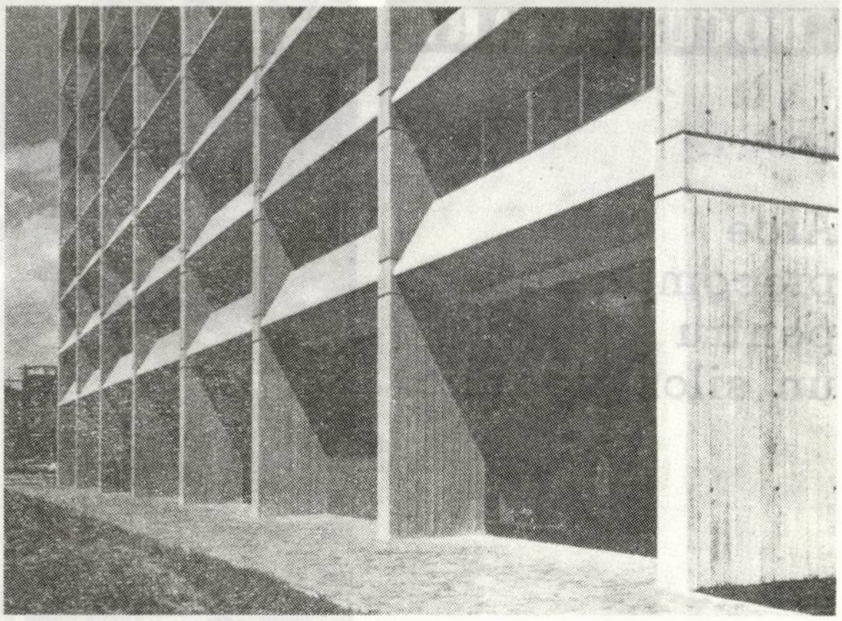


Fig. 1

Arhitectură insolită

Municiplaitatea din Indianapolis (S.U.A.) se preocupă de problema cazării persoanelor în vîrstă cu situaţie modestă. În acest scop a achiziţionat un teren de 1/2 ha într-un cartier de locuinţe. Planul prevedea construirea a 170 locuinţe de 40 m^2 pentru persoane singure (între care una rezervată unei asistente sociale) şi 78 locuinţe a 50 m^2 pentru perechi. Aceste două tipuri de apartamente cuprind un dormitor şi o cameră de zi care dau spre faţade, o baie şi o mică bucătărie-antreu. S-a prevăzut pentru agrementul locatarilor un etaj de folosinţă colectivă, dotat cu săli de lectură şi jocuri, mici ateliere, precum şi terase în profunzime. La parter sînt anexele (administraţie, birou de poştă, spălătorie, mici prăvălii).

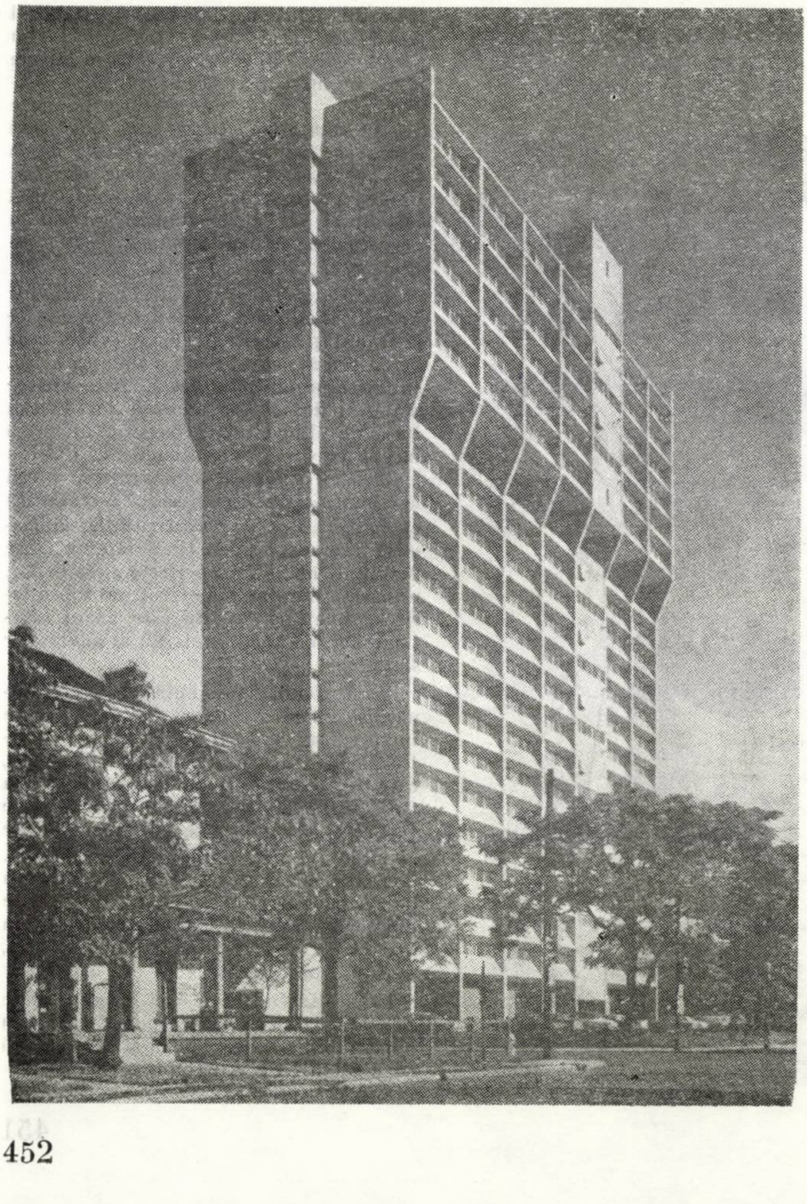


Fig. 2

Planul acestei clădiri de 20 etaje şi terasă pe acoperiş, un pic derutantă ca aspect, urmează totuşi o riguroasă logică în ceea ce priveşte destinaţia sa. În primul rînd, prin planul rectangular, care favorizează o execuţie economică la înălţarea unei structuri ortogonale de beton armat, făcută din pereţi transversali care separă apartamentele; fiecare din aceste casete se deschide spre faţadă şi este deservită de un palier central. Apoi, prin forma sa, care recurgînd la scoaterea în consolă, a putut adăuga suprafaţa de 10 m^2, care diferenţiază cele două tipuri de apartamente, cîte o jumătate pe fiecare latură, precum şi prin nivelul intermediar de la etajul 14, cu profil recreativ.

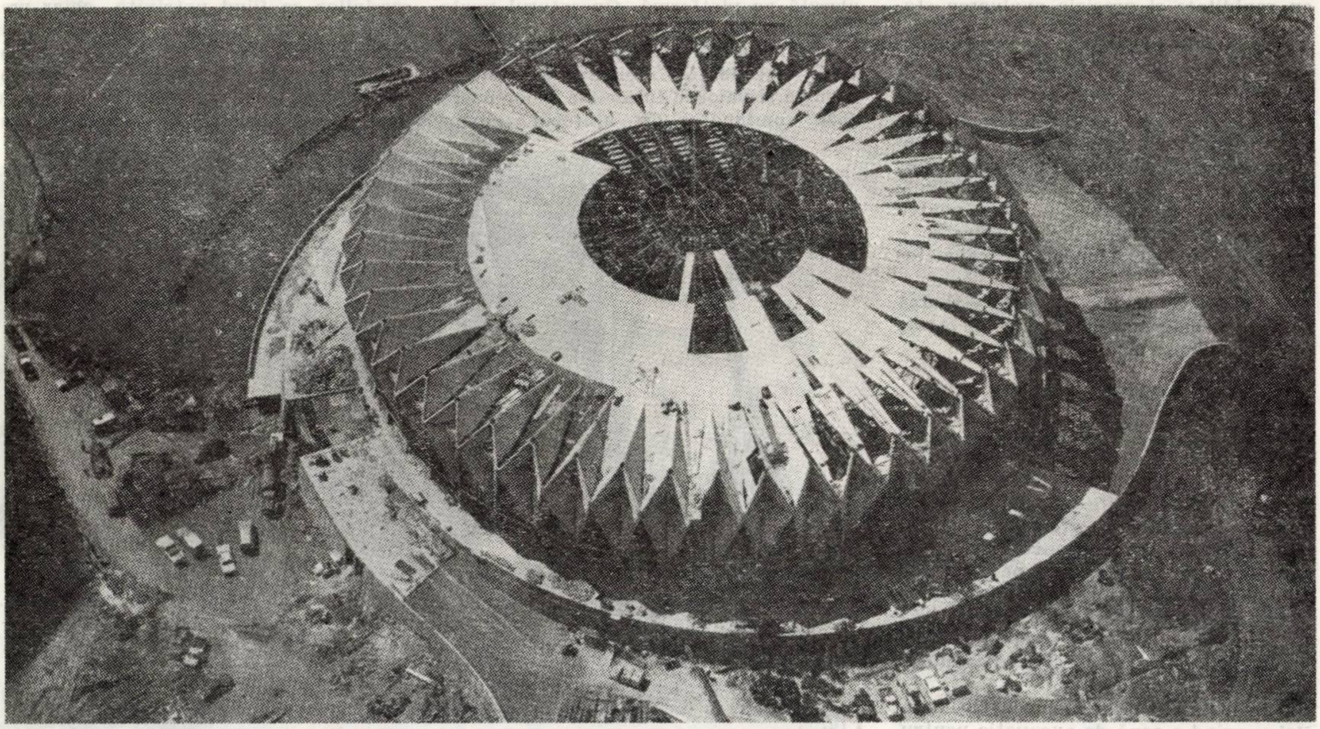
Repartizarea locuinţelor este deci următoarea : de la primul pînă la etajul 13, garsonierele, de la etajul 15 pînă la 20, apartamente de două persoane.

Sacrificarea (destul de puţin estetică) a unei travee de faţadă pentru a plasa caja ascensoarelor şi a scării principale (există şi una de incendiu) a contribuit la contravîntuirea acestui edificiu înalt şi îngust. Legarea planşeelor a fost obţinută cu ajutorul unor mari grinzi-parapet prefabricate, care realizează, în plus, o reţea parasolară eficace.

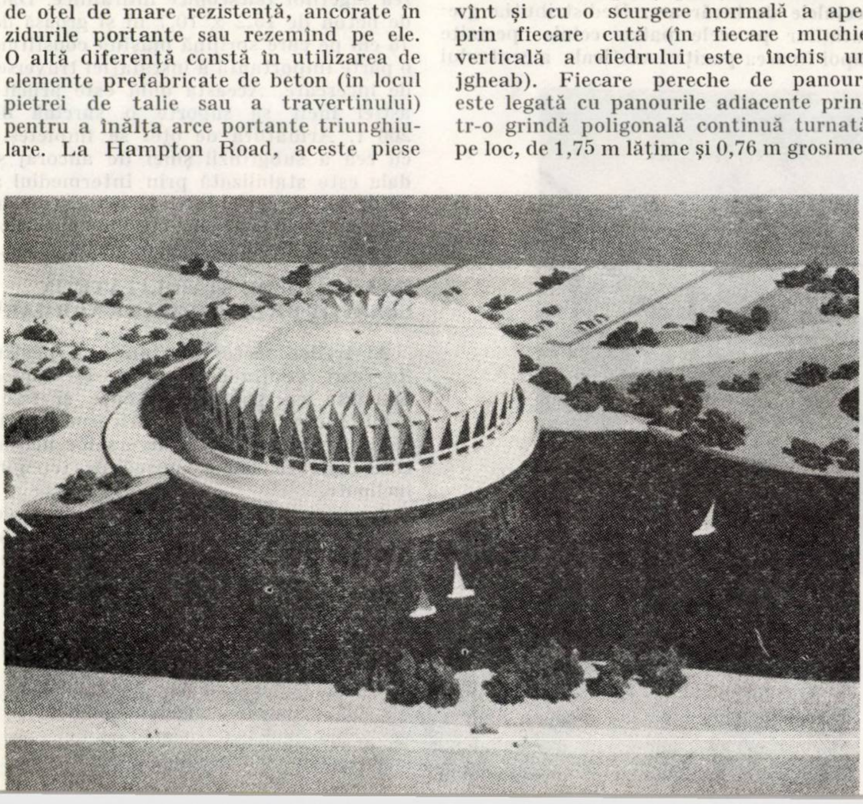
Se remarcă, de asemenea, finisajul din beton aparent al frontoanelor şi al pereţilor despărţitori, pus în valoare de feţele cofrajelor, precum şi frumoasa textură a calcanelor, totul datorită calităţii betonului destul de vîrtos, foarte bine studiat şi în ceea ce priveşte compoziţia, în care s-au încorporat plastifianţi.

Bâtir, nr. 182, martie 1970

Un coliseu prefabricat



Noul stadion acoperit de la Hampton Road, Virginia, S.U.A., realizat din elemente prefabricate de beton armat avînd 100 m diametru, pare o nouă ediţie, mai sveltă, a masivelor siluete ale coliseurilor antice. Cu trepte în amfiteatru şi arcade periferice care cuprind galeriile de acces, are o capacitate de 11 000 locuri. Se ştie că romanii se apărau de soare în timpul jocurilor cu ajutorul velum-urilor care alunecau pe frînghii întinse între enorme catarge de corăbii, singurul mijloc cunoscut atunci de a acoperi deschiderile vaste fără sprijin intermediar. Astăzi acest lucru se face în mod curent utilizînd cabluri şi profile de oţel de mare rezistenţă, ancorate în zidurile portante sau rezemînd pe ele. O altă diferenţă constă în utilizarea de elemente prefabricate de beton (în locul pietrei de talie sau a travertinului) pentru a înălţa arce portante triunghiulare. La Hampton Road, aceste piese enorme sînt asamblate în perechi, în aşa fel încît să echilibreze interacţiunea eforturilor de tracţiune provenind de la reţeaua de cabluri care susţin structura acoperişului şi eforturile de compresiune recepţionate şi transmise la pămînt printr-un inel. Forma celor 96 de panouri ce constituie cele 48 de elemente sprijinite pe vîrfuri nu este întîmplătoare. Ridicate în sensul laturii lor mari (18 m) şi avînd un unghi diedru determinat din considerente statice, ele corespund exigenţelor de rezistenţă şi satisfac în plus o viziune arhitecturală elegantă şi practică cu scopul de a realiza, în limitele înălţimii create, un acoperiş pleoştit stabil la vînt şi cu o scurgere normală a apei prin fiecare cută (în fiecare muchie verticală a diedrului este închis un jgheab). Fiecare pereche de panouri este legată cu panourile adiacente printr-o grindă poligonală continuă turnată pe loc, de 1,75 m lăţime şi 0,76 m grosime, care este încastrată la jumătatea elementelor şi la 5,33 m sub punctele de ancorare a cablurilor.



Această construcţie în formă de acordeon încîntă ochiul şi spiritul prin simplicitatea şi logica sa. Concepţia acoperişului este şi mai demnă de admiraţie. Inspirată din cupola unui circ, ca principiu şi montaj, se compune din:

— o reţea de 48 de cabluri de 51 mm diametru care vor fi tensionate într-o primă etapă între ancoraje şi un inel-cheie central de 0,60 m lăţime;

— o şarpantă metalică cuprinzînd trei ferme circulare prinse concentric de cabluri pe extradosul reţelei acestora, pane intermediare, 48 de pane principale, care asigură solidarizarea diametrală de ansamblu; în sfîrşit, rame-căpriori cu secţiune descrescîndă către centru, care vor profila cutele învelitorii în tot atîtea caneluri radiale.

Forma acestei şarpante a izbutit să dea acoperişului aspectul unei cupole pleoştite, aşa cum se arată mai sus, fără un sprijin central. Ea se pretează, de altfel, fără complicaţii la asamblarea panourilor cu goluri ale învelitorii.

Alegerea unui beton deschis la culoare, făcut din agregate cristaline, păstrat brut din decofrare, apoi protejat cu o peliculă de polietilenă, se potriveşte perfect cu tonalitatea generală şi desăvîrşeşte asemănarea construcţiei cu o floare de lotus adormită pe malul lacului, a cărui podoabă va fi. Asocierea judicioasă a prefabricării cu lucrările clasice s-a încheiat pînă la sfîrşit cu cheltuieli rezonabile de ordinul a 39 milioane franci francezi, pentru o suprafaţă totală acoperită de 22 854 m^2.

Bâtir, nr. 182, martie 1970

O nouă instalaţie pentru încercarea macaralelor

O nouă instalaţie pentru încercarea macaralelor şi a excavatoarelor, construită de firma Ruston-Bucyrus din Anglia, pare a fi prima de acest fel din Europa. Aceste mijloace de încercare completează noile programe de studiu concepute pentru calculatorul ICT seria 1902.

Aceste programe permit să se efectueze cu rapiditate şi precizie evaluarea stabilităţii şi a încercărilor prin încărcarea structurilor, în vederea confirmării, printr-o analiză practică a eforturilor, a validităţii bazelor de calcul complexe ca şi ipotezele de proiectare. Cu ajutorul acestor programe este de asemenea posibil să se determine cu rapiditate: 1. centrul de greutate; 2. sarcinile nominale pentru macarale sau pentru greifere; 3. coeficienţii de încărcare a utilajelor cu benă frontală, 4. capacitatea săgeţilor.

Un alt program a fost elaborat pentru a determina şi încerca forma prevederilor normelor britanice.

POD BASCULANT CU CELULE DE ÎNCERCARE

Standul de încercări este divizat în trei sectoare principale: 1. un pod cu basculă înclinabil (fig. 1) pentru determinarea centrului de greutate al utilajelor; 2. o traversă de ancorare (fig. 2) fixată în beton şi montată pe o grindă din beton armat; această traversă serveşte la aplicarea încărcărilor statice; 3. rampe de beton avînd înclinaţii cunoscute pentru încercările de stabilitate şi de propulsie.

Alte instalaţii aflate în aria de încercări cuprind o zonă de excavaţie pentru excavator şi fose de excavaţie pentru draglină.

Puntea cu basculă inclinabilă este un sistem cu doze de măsurare a forţelor avînd o capacitate maximă de 180 000 kg şi se compune dintr-o platformă la nivelul solului cu dimensiunile 8,5 × 5,5 m; o parte (6,4 × 3,35 m) se poate înclina sub acţiunea a două verine hidraulice cu dublu efect. Se folosesc două serii de cîte patru doze de măsurare a forţelor, una pentru gama superioară de la 0 la 180 000 kg, alta pentru gama inferioară de la 0 la 45 000 kg; o celulă din fiecare serie este plasată la fiecare colţ al platformei. Celulele de încărcare sînt montate separat pe verine hidraulice, astfel încît se poate ridica fiecare serie pentrucă ea suportă sarcina.

Înainte de a cîntări o maşină, se anulează în calcule, greutatea tarei platformei efectuînd reglajele adecvate pe pupitrul de comandă; maşina este apoi plasată pe platformă. Operatorul poate înregistra valorile indicate de dozele de măsurare a forţelor pentru a obţine valorile separate indicate de fiecare doză ca şi valorile totale ale celor patru doze combinate. Cu ajutorul acestor informaţii şi a unei grile compuse din careuri cu latura de 0,3 m, gravată pe platformă, destinată să furnizeze liniile dalelor laterale şi axiale, este uşor să se determine poziţia orizontală a centrului de gravitate a maşinii. Verinele hidraulice fac să basculeze platforma după un unghi prevăzut (max. 22°) şi sînt din nou înregistrate datele indicate de celulele de încărcare. Redistribuţia greutăţilor pe cele patru celule permite apoi fixarea poziţiei verticale a centrului de greutate. Această metodă este mult mai precisă şi mai rapidă decît metoda pur matematică de calcul.

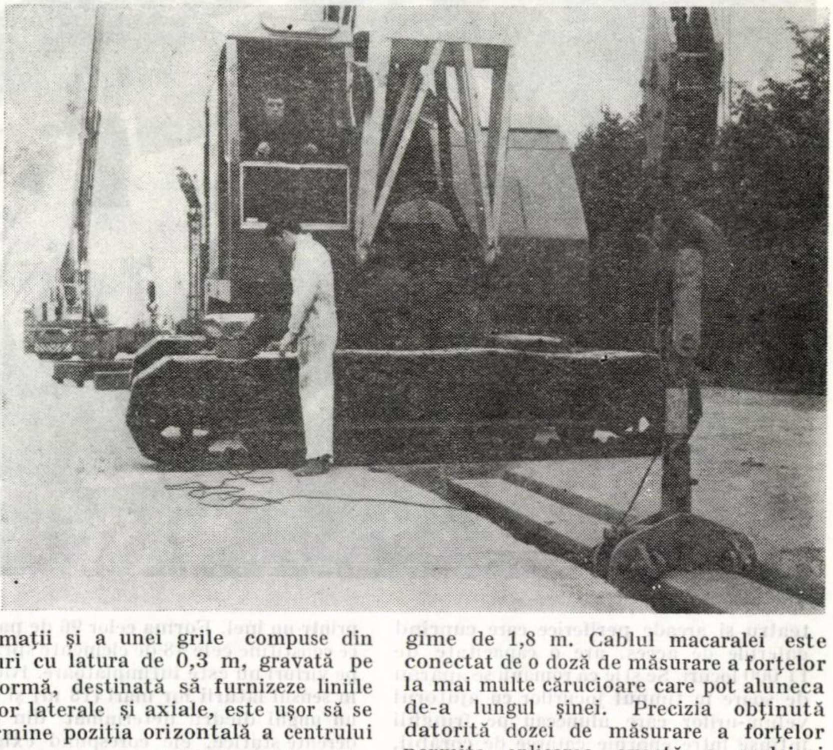


Fig. 1

DALĂ DE BETON STABILIZATĂ PRIN PILOŢI

Încercările dinamice pot fi efectuate în standul de încercări (fig. 2); totuşi se consideră metoda statică de aplicare a sarcinilor ca fiind potrivită, chiar preferabilă, pentru unele încercări ştiut fiind că ea poate fi controlată cu mai multă precizie. Traversa de ancoraj utilizată în acest caz are 4 m lungime şi poate suporta o forţă de 125 t pe o lungime de 1,8 m. Cablul macaralei este conectat de o doză de măsurare a forţelor la mai multe cărucioare care pot aluneca de-a lungul şinei. Precizia obţinută datorită dozei de măsurare a forţelor permite aplicarea exactă a aceleiaşi sarcini de atîtea ori cît se doreşte; uşurinţa cu care se pot deplasa cărucioarele este utilă în special pentru încercarea săgeţilor telescopice hidraulice. Dala de beton de 15,2 × 10,7 m şi groasă de 76 cm pe care sprijină maşina constituie o parte importantă a instalaţiei traversei de încercare. Această dală este armată astfel încît să suporte o sarcină de 200 t. Armătura de oţel se împleteşte cu cea a subgrinzii şinei de ancoraj şi dala este stabilizată prin intermediul a 55 de piloţi, astfel încît să o menţină în poziţie orizontală în ciuda aplicărilor repetate a sarcinilor pe o parte.

ÎNCERCĂRI DE STABILITATE ÎN CONDIŢII DE EXPLOATARE NORMALĂ

Al treilea sector al standului pentru încercări cuprinde o serie de rampe betonate cu pante cunoscute şi fixe; aceste rampe servesc la verificarea stabilităţii şi randamentului diverselor maşini care lucrează sau se mişcă pe terenuri înclinate.

Aceste instalaţii înlocuiesc rampele de pămînt care sînt mai puţin precise şi care necesită o întreţinere mai dificilă.

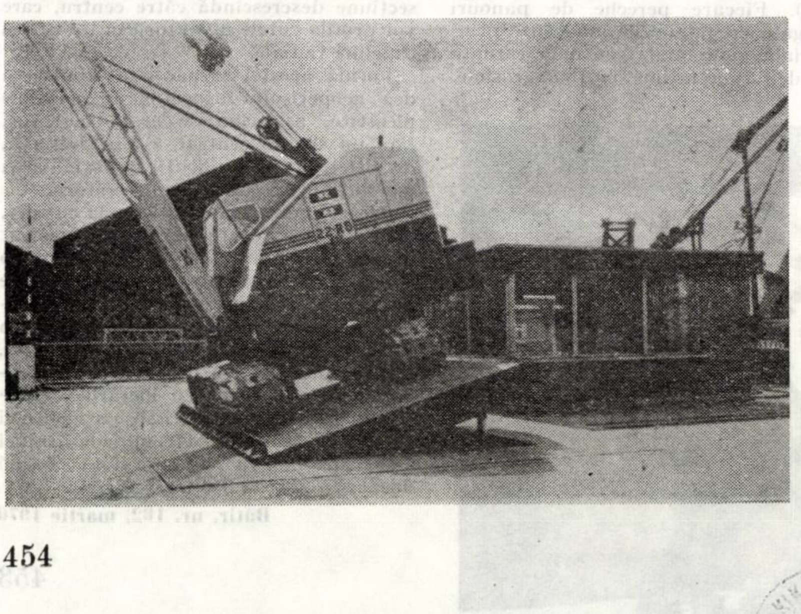


Fig. 2

KÖNYVTÁR
ORSZÁGOS

INSTITUTUL DE CERCETĂRI ÎN CONSTRUCŢII ŞI ECONOMIA CONSTRUCŢIILOR

IN
CE
RC

Principala organizaţie de cercetări ştiinţifice în domeniul construcţiilor şi singura cu caracter republican în acest domeniu, efectuează.

Cercetări complexe şi de specialitate pentru întreaga ramură a industriei construcţiilor cuprinzînd următoarele domenii principale:

Beton, beton armat, beton precomprimat • Construcţii metalice • Structuri de construcţii industriale, civile şi speciale • Teoria şi calculul construcţiilor (inclusiv folosirea calculatoarelor electronice) • Încercări în construcţii • Fundaţii • Elemente de închidere, protecţie şi finisaje • Folosirea materialelor din polimeri • Fizica construcţiilor • Izolări în construcţii • Protecţia contra coroziunii • Instalaţii pentru construcţii (electrice, tehnico-sanitare, încălzire, ventilaţie şi condiţionare) • Tehnologia generală a construcţiilor şi organizarea şantierelor • Mecanizarea lucrărilor de construcţie • Asimilări de scule, dispozitive şi utilaje de construcţie • Economia construcţiilor • Cibernetica în construcţii.

INCERC dispune de secţii de specialitate şi laboratoare la sediul central din Bucureşti – Şos. Pantelimon nr. 266, precum şi

- la Cluj — Calea Floreşti 117
- la Timişoara — Str. Traian Lalescu 2
- la Iaşi — Str. Karl Marx 38
- la Braşov — Aleea Minerva 8, bloc 36

Institutul este dotat cu aparatură, instalaţii, utilaje şi standuri moderne la nivelul tehnicii mondiale.

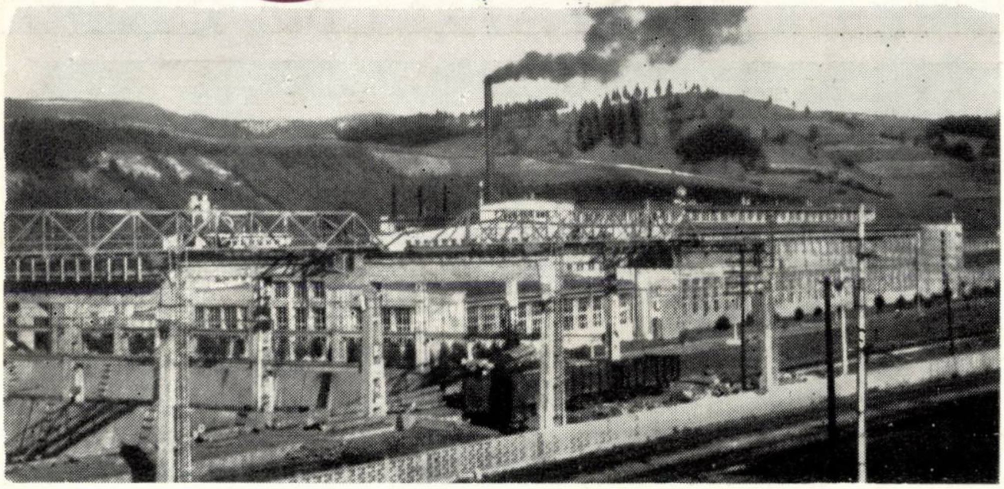
INCERC POATE EXECUTA PENTRU ÎNTREPRINDERI DE STAT ŞI COOPERATISTE DIN ŢARĂ — PE BAZĂ DE COMENZI FERME ŞI CONTRACTE, IAR PENTRU BENEFICIARII DIN STRĂINĂTATE — PE BAZĂ DE CONTRACTE ÎNCHEIATE PRIN AGENŢIILE COMERCIALE ALE R.S.R. — LUCRĂRI ŞTIINŢIFICE CA: STUDII, CERCETĂRI, ASISTENŢĂ TEHNICĂ, EXPERTIZE DE LUCRĂRI DE CONSTRUCŢII CIVILE ŞI INDUSTRIALE.

INCERC ORGANIZEAZĂ CURSURI DE PERFECŢIONARE PENTRU INGINERI ŞI TEHNICIENI DIN ÎNTREPRINDERI DE STAT ŞI COOPERATISTE ÎN VEDEREA ACTUALIZĂRII ŞI ÎMBOGĂŢIRII CUNOŞTINŢELOR PE SPECIALITĂŢI LEGATE DE NEVOILE PROIECTĂRII ŞI EXECUTĂRII CONSTRUCŢIILOR CIVILE ŞI INDUSTRIALE.

Informaţii detaliate se pot obţine la INCERC —Bucureşti— Şos. Pantelimon nr. 266, telefon nr. 35.21.00

1970 OKT 8

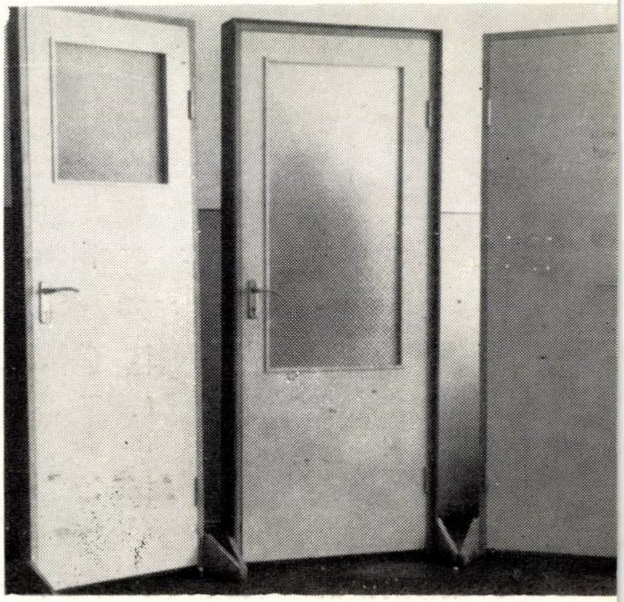
CPL GĂLĂUȚAȘ Județul Harghita



Telefon 123
Telex 016512

PRODUCE ȘI LIVREAZĂ

PE BAZĂ DE REPARTIȚIE ȘI COMENZI FERME



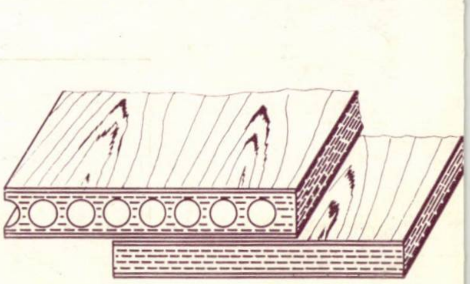
• Uși interioare din plăci celulare

conform STAS 466—66 și 5333—66
de următoarele tipuri:

— uși pe toc sau pe căptușeli
— pline sau cu geam 1/3 sau 2/3
— grunduite cu grund alchidic sau finisate cu lac carbamidic

Tocul se execută prin lamelare din patru lamele, o soluție mai avantajoasă decît din lemn masiv, deoarece asigură o mai mare stabilitate. Ușile se livrează neasamblate sau asamblate cu prag inferior.

• Plăci din așchii de lemn aglomerate prin extrudere



— furniruite cu furnire tehnice de fag sau cu furnire estetice

— pline, cu grosimi de 15, 18 și 21 mm
— cu goluri, cele cu grosimi de 37 și 52 mm

• Placaje de fag pentru cofraje

conform STAS 7 004—64, **încleiate cu adezivi fenolformaldehidici de tip Fenoplac, cu fețe protejate, avînd rezistență superioară la acțiunea apei**

CPL GĂLĂUȚAȘ

E 1688

R

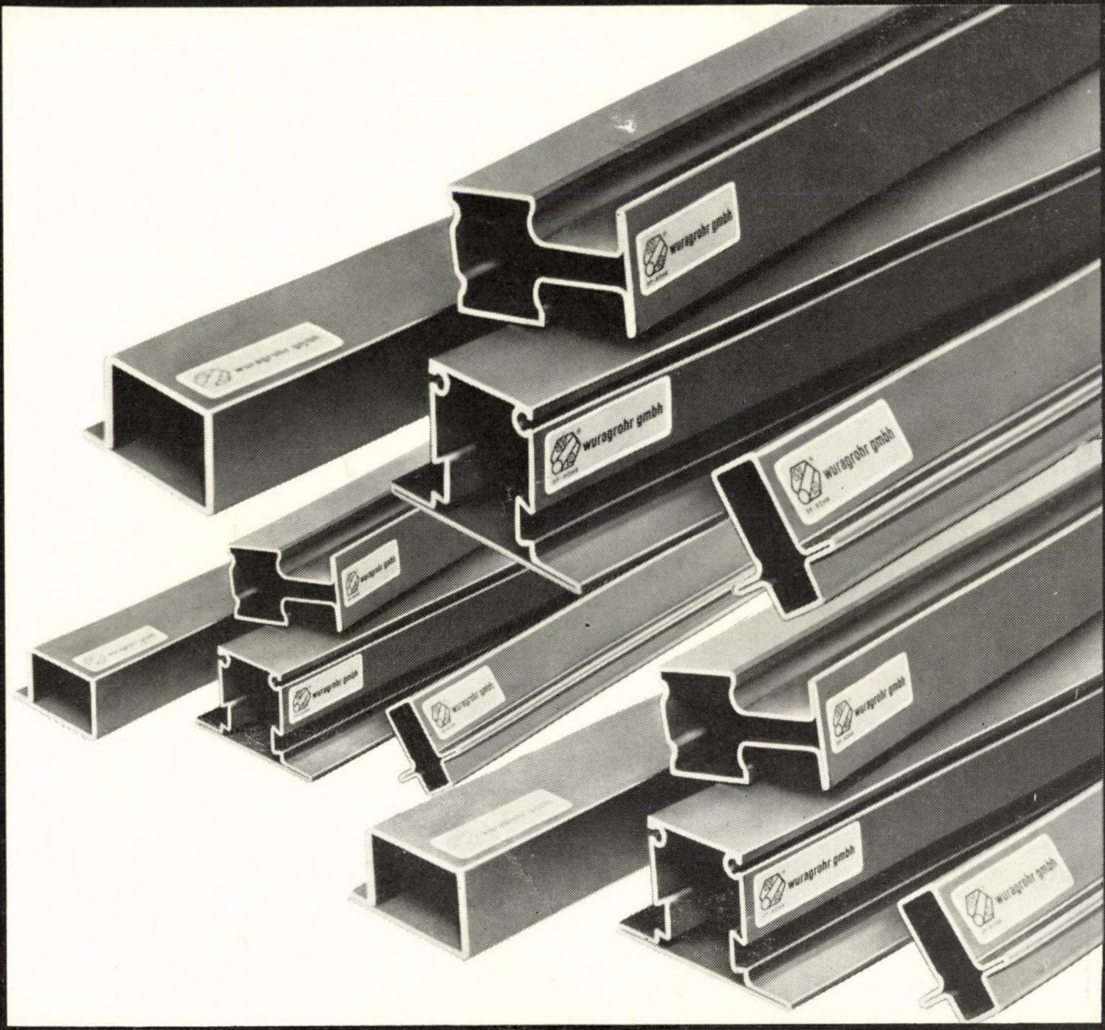
Organ al
Ministerului
Construcțiilor
Industriale

09

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

9

1970



RP-ROHR

Ferestre uși porți din țevi de oțel profilate, verificate de nenumărate ori. Se caracterizează prin simplitatea prelucrării, duritate mare și prețuri convenabile.
Prin etanșări elastice, țevile corespund celui mai înalt nivel al tehnicii moderne în privința valorilor de etanșare și acustică.
Vă rugăm să ne scrieți. Vă oferim cu plăcere documentația tehnică din care reies variate posibilități de combinare.

WURAGROHR GMBH
WICKEDE
(RUHR)

Telefon 811
Telex 08202881

Oferte pentru aceste țevi puteți primi prin:
CONTISTAHL Export-GmbH
4000 Düsseldorf, Berliner Allee 8, R.F. a Germaniei

Telefon - 350221
Telex - 08-581830 cond

Publicom

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

9
1970

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

CUPRINSUL

C. LEONTE, A. MIHUL şi M. DASCALU

R **Structuri cu mai multe niveluri din cadre alcătuite din elemente prefabricate din beton armat . . . . . .** 455

T. ONEŢ

R **Cercetări privind săgeata elementelor încovoiate din beton uşor armat sub încărcări de scurtă durată . . . .** 467

GH. BĂNULEASA şi A. PAVEL

R **Defecte şi defectoscopia gamma la fundaţiile rezervoarelor sferice de mare capacitate pentru gaze petroliere lichefiate . . . .** 474

IDA DUMITRESCU

C **Aprecierea calităţii betonului pe baza datelor măsurătorilor nedistructive pe betonul tînăr . . . .** 483

GR. MUNTEANU

R **Precizări cu privire la betoanele din zgură expandată produsă de combinatul siderurgic Hunedoara . . . .** 486

MARIA ENCULESCU şi E. MARTON

R **Unele rezultate ale cercetărilor privind lianţii folosiţi la prepararea betoanelor pentru centralele atomo-electrice** 494

M. ANGELESCU şi FL. GHEORGHIU

R **Unele posibilităţi de industrializare a finisării pereţilor la clădiri de locuit şi social-culturale . . . .** 506

RECENZII 516

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. ing. C. AVRAM, Institutul politehnic Timişoara
Ing. AL. AUSSLÄNDER, şef sector Ministerul Construcţiilor Industriale
Ing. EM. BAICULESCU, director tehnic IPIMPC
Acad. prof. ing. ŞTEFAN BĂLAN, Institutul de construcţii Bucureşti
Ing. O. BÎRSAN, director general DGCM-CPMB
Ing. TUDOR DINESCU, inginer specialist IPIA
Ing. DINU ELIADE, şef sector tehnic Ministerul Construcţiilor Industriale
Ing. I. GĂVOZDEA, vicepreşedinte al CSEAL
Ing. D. GHIŢESCU, şef secţie INCERC
Ing. MIRCEA HUREZEANU, inginer şef IMMR
Ing. CONST. IONESCU, adjunct al ministrului construcţiilor industriale
Ing. N. LASZLO, inginer şef ISCAS
Ing. M. LUPAN, director adjunct ştiinţific INCERC
Ing. A. MEDVEŢCHI, director MIMC
Ing. RADU NEGRU, secretar al Comisiei Guvernamentale de Colaborare şi Cooperare Economică şi Tehnică
Ing. M. PĂTULEA, director M. C. Ind.
Ing. SIMION POP, vicepreşedinte al Comitetului Executiv al Consiliului Popular al Municipiului Bucureşti
Prof. ing. VICTOR POPESCU, Institutul de construcţii Bucureşti
Prof. ing. OLIVIU RUSU, vicepreşedinte CNIT
Ing. GH. SLĂDESCU, inspector general de stat pentru construcţii
Ing. S. ŞIŞMAN, şeful Laboratorului central al M. C. Ind.
Ing. I. VASILESCU, director general MIMC
Ing. P. VERNESCU, director IPC

Redactor responsabil
Prof. ing. DAN F. DUMITRESCU
Institutul de construcţii Bucureşti

CONSTRUCŢII ŞI MATERIALE DE CONSTRUCŢIE

organ al
MINISTERULUI CONSTRUCŢIILOR INDUSTRIALE

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Redacţia: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, sector 1. Telefon: 16.49.14. Administraţia şi casieria: C.D.C.A.S. Bd. 1848, nr. 10, sector 4. Abonamentele se pot achita în contul de virament nr. 64.03.01 19 S.M.B. Serv. Decont Buget Stat. Simbol 5 000

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1970, conform aprobării D.P.D.P nr. 10/10556/1970

Tiparul: Intreprinderea Poligrafică „Informaţia" – Bucureşti, c. 5642

SUMMARY

C. LEONTE, A. MIHUL, M. DASCĂLU : Experimental study of some multy stories frames made of precast prestressed concrete members

A new concept of making up the precast prestressed concrete big members in multistoried structures is presented, where the continuity joints are disposed out of the knots into the zones showing minimal bending moments. According to this idea, two portals at full-scale were carried off and tested till they lost the bearing capacity. From the results of this testing, made at gravitational and horrisontal loadings, it ensues that the joint location at the middle hight of the columns assures the possibility to obtain, without any difficulties, some frameworks of which behaviour is similar to that of the monolithical structures.

The solution was applied by an industrial building realisation in the ,,complex chimic Săvineşti-Roznov'' of which concepts, make up technology, and constructional details are presented.

GH. BĂNULEASA & A. PAVEL : Damages and gamma ray damage detection at the foundations of large spherical tanks for storing liquefied oil gas

Several spherical tanks were built in 1969 for the storage of liquefied oil gas.

After a brief review of the main characteristics of the tanks, the authors describe in detail the project of the foundations.

The numerous construction faults recorded were mainly due to the fact that the contractor had failed to follow the project and the working technologies specified.

Further on the authors analyze the causes at the origin of the damages recorded and describe their removal.

TR. ONEŢ : Investigations in the deflection of reinforced light weight concrete beams under flexural stresses due to short lasting loads

The article shows the author's experimental results after testing 52 light weight granulite concrete beams of 15 × 30 × 320 cm reinforced with either smooth OL 38 steel bars or PC 52 steel bars of periodically variable cross sections — the samples covering the entire range of reinforcement percentages.

A comparison of the experimentally determined deflections with the values computed according to CEB recommendations, COMECON recommendations and design criteria P. 8—62 has enabled the author to stress the degree of validity of the equations recommended by each of the above mentioned design criteria for the computation of the deflections of reinforced light weight concrete elements under flexural stresses due to short lasting loads.

IDA DUMITRESCU : Non-destructive test results obtained from fresh concrete help estimating the quality of the concrete

The research department of the Institute for hydraulic power studies and projects has attempted to make use of the possibilities offered by non-destructive testing techniques and so come to know the quality of concretes before obtaining the results of tests carried out on matured concretes.

The author presents the test programme, analyzes the experimental results obtained, discusses the control methods using ultrasounds applied at fresh concretes and finally, draws the con clusions of the research works.

GR. MUNTEANU : Specifications concerning the concretes made of expanded blast furnace slag supplied from the Hunedoara iron and steel works

The article expounds the results of studies and tests carried out on aggregates and concretes made of expanded slag so as to be able to extend their application field by including the concretes ranging from class B 15 to class B 200; the article also deals with several elements and experimental works realized using expanded slag concrete.

MARIA ENCULESCU & E. MARTON : Some research results concerning the binding agents used for preparing the concretes for nuclear power plants

The authors expound their researches carried out in order to determine the optimum binding agents to be used for preparing the concretes for nuclear power plants.

Nine types of cements, all currently produced by the Romanian cement factories, and an imported cement were selected for carrying out laboratory tests.

M. ANGELESCU and FL. GHEORGHIU : Some possibilities of industrializing the wall finishing in dwellings and social—cultural buildings.

The industrialized production of structural strength elements necessarily requires the industrialized execution of the finishings.

The authors describe some of the new finishing products and methods used now in Romania to this effect.

This methods and materials have been used in the case of numerous dwellings and social — cultural buildings, both for the finishing of internal and external walls.

SOMMAIRE

C. LEONTE, A. MIHUL, M. DASCĂLU : Structures en cadres étagés réalisées avec des éléments préfabriqués en béton armé

On présente une conception par laquelle on réalise quelques structures de résistance à ossature en cadres multiples étagés d'éléments préfabriqués grands en béton armé, où les assemblages de continuité sont disposés en dehors des noeuds, dans les zones ayant des moments fléchissants minimes. Selon cette conception on a réalisé deux portiques à échelle naturelle, qui ont été essayés jusqu' à la perte de leur capacité de résistance. Des résultats de l'essai (aux charges gravitationnelles et horizontales) il a résulté que l'emplacement des assemblages au milieu de la hauteur des piliers assure la possibilité d'obtenir sans difficulté certaines structures en cadres formés d'éléments préfabriqués, dont le comportement est similaire à celui des structures monolithes.

Cette solution a été appliquée à l'exécution d'un bâtiment industriel appartenant au ,,complex chimic Săvineşti-Roznov". On présente la conception, la technologie d'exécution et les détails constructifs les plus importants.

GH. BĂNULEASA et A. PAVEL ; Défauts et gammaradiographie des fondations des réservoires sphériques à grande capacité pour gaz de pétrole liquéfiés

En 1969 ont été mis en exploitation plusieurs réservoires sphériques pour gaz de pétrole liquéfiés.

Apres avoir présenté les caractéristiques principales de ces réservoires, les auteurs décrivent le projet d'exécution de leur fondations.

Par la faute de l'entreprise exécutante qui n'a pas respecté en tout le projet d'exécution ainsi que la technologie de travail, nombre de défauts d'exécution ont surgi.

On analyse ensuite les causes de ces défauts et la manière dont ils ont été remédiés.

TR. ONEŢ : Recherches concernant le fléchissement des éléments en béton léger armé soumis à des charges de flexion de courte durée

L'article nous présente les résultats des essais entrepris par l'auteur sur 52 poutres en béton léger de granulite; les poutres mesuraient 15 × 30 × 320 cm et étaient armées à bares lisses en acier OL 38 ou à profil périodique en acier PC 52 pour couvrir la gamme entière de pourcentages de ferraillage.

Une comparaison des résultats d'essais avec les valeurs calculées à partir des Recommandations CEB, des Recommandations COMECON ou bien des normes roumaines P. 8–62 a fait ressortir le degré d'applicabilité des dites normes pour le calcul des flèches des éléments en béton léger armé soumis à des charges de flexion de courte durée.

IDA DUMITRESCU : Estimation des qualités d'un béton à partir des données des mesurages nondestructifs entrepris sur un béton frais

On a essayé d'élucider, dans le cadre du secteur de recherches appartenant à l'Institut d'Etudes et Projets Hydroénergétiques, les possibilités offertes par les méthodes nondestructives de connaître les propriétés d'un béton avant d'obtenir les résultats d'essais en âge mur.

L'auteur de l'article nous présente le programme des recherches, l'analyse des résultats d'essais, les méthodes de contrôle à l'aide d'ultrasons ainsi que les conclusions des recherches.

GR. MUNTEANU : Quelques précisions concernant les bétons à laitier expansé produit par l'usine sidérurgique de Hunedoara

L'auteur de l'article nous fait connaître les résultats des recherches entreprises sur les agrégats ainsi que sur les bétons préparés à partir de laitier expansé, afin d'élargir le champ d'application de ce dernier-ci à une classe de bétons allant de B 15 jusqu'à B 200; il décrit en outre quelques éléments et ouvrages expérimentaux en béton de laitier expansé.

MARIA ENCULESCU et E. MARTON : Quelques résultats de recherches concernant les liants utilisés pour préparer les bétons des centrales nucléaires

L'article nous fait connaître les recherches entreprises par les auteurs afin de déterminer les liants optimes à utiliser pour préparer les bétons des centrales nucléaires.

Les essais en laboratoire ont été effectués en utilisant neuf types différents de ciments couramment produits par les fabriques de ciment roumaines ainsi qu'un ciment importé.

M. ANGELESCU et Fl. GHEORGHIU : Quelques possibilités d'industrialisation du finissage des murs des immeubles d'habitation et socio-culturels.

L'exécution industrialisée des structures de résistance doit engendrer aussi lors de son développement l'industrialisation de l'exécution des finissages.

Les auteurs présentent quelques matériaux et procédés nouveaux de finisage, employés en Roumanie et qui correspondent aux nécessités susmentionnées.

Ces méthodes et matériaux ont été déja employés dans de nombreuses constructions de logements et bâtiments socio — — culturels, tant pour le finissage des murs intérieurs et cloisons que pour les parois extérieures.

INHALT

C. LEONTE, A. MIHUL, M. DASCĂLU : Experimentalstudium über stahlbetonrahmen aus fertigteilen—Zusammenfassung—

Es wird eine neue Verbundart einiger mehrstöckigen Durchlaufrahmen aus Stahlbetonfertigteilen beschrieben. Die Kontinuitätsverbindungen befinden such ausserhalb der Konten in den Zonen der minimalen Biegungsmomente. Es wurden zwei naturtreue Einfeldrahmen bis zum Bruch belastet. Aus den Versuchsergebnissen (unter Gravitations und Horizontalkräften) ging hervor, dass die Verbundfugenlage in halber Säulenhöhe, ohne weiteres zu vorgefertigten Rahmentragwerken mit gleichen Eigenschaften monolitischer Structuren führen kann. Die Lösung wurde in die Praxis bei der Herstellung eines Industriebaues im Rahmen des Chimischen Komplexes Săvineşti verwendet. Man stellt die Verbundart, die Herstellungstechnologie und die Details derselben Konstruktion dar.

GH. BĂNULEASA u. A. PAVEL : Bauschäden und Gamma-Strahlen Bauschädenkontrolle bei den Fundamentkörpern grosser spherischer Behälter für flüssiges Erdölgas

Im Laufe des Jahres 1969 wurden mehrere grosse spherische Behälter für die Speicherung von flüssigem Erdölgas gebaut.
Die Autoren zählen auf die bedeutendsten Eigenartigkeiten dieser Behälter und beschreiben eingehend die Ausführungsprojekte der Fundamentkörper.
Zahlreiche Bauschäden waren aber zu buchen da die Bauunternehmung weder die Ausführungsprojekte noch die vorgeschriebene Arbitestechnologie angewandt hat.
Es werden untersucht die Ursachen der aufgetretenen Bauschäden und beschrieben die Verfahren die angewandt wurden um die Folgen zu tilgen.

TR. ONEŢ : Untersuchungen die Durchbiegung von bewehrten Leichtbeton Bauteilen unter kurzanhaltener Biegebelastung betreffend

Es werden vorgeführt die Ergebnisse der eigenen Forschungstätigkeit des Autors; es wurden dabei 52 Granulit Leichtbeton Träger geprüft; die Träger, deren Abmessungen 15 × 30 × 320 cm waren, wurden entweder mit glatten OL 38 oder gewellten PC 52 Stahleinlagen bewehrt und die Bewehrungsprozente deckten das ganze für die Praxis in Frage kommende Gebiet.
Die sich aus den Prüfungen ergebenden Durchbiegungen wurden hinterher mit den Rechenwerten verglichen die man erhält sobald man entweder die CEB oder EGW Vorschriften oder schliesslich die rumänischen P. 8—62 Vorschriften anwendet; daraufhin konnte man das Gültigkeitsgebiet der einzelnen Vorschriften genau umschreiben in Anbetracht auf die rechnerische Ermittlung der Durchbiegung von bewehrten Leichtbeton Bauteilen unter kurzanhaltenden Biegebelastungen.

IDA DUMITRESCU : Beurteilung der Betongüte auf Grund nichtzerstörender Prüfungen von Frischbeton

Die Forschungsabteilung des Studien- und Projektierungsinstituts für Wasserkraftanlagen hat sich vorgenommen die Möglichkeiten zu klären über die man verfügt um unter Anwendung von nichtzerstörenden Prüfungen die Betongüte zu erkennen noch bevor man Prüfungen auf erhärtetem Beton vornimmt.
Im Artikel wird beschrieben das Forschungsprogramm, werden besprochen die erlangten Ergebnisse, vorgeführt das Prüfungsverfahren für Frischbeton unter Anwendung von Überschall und, schliesslich, einige Schlüsse der Forschungen gezogen.

GR. MUNTEANU : Einiges über die Betone hergestellt unte-Anwendung ; von Blähschlacke in dem Hunedoara Hüttenwerke erzeugt

Der Artikel führt vor die Ergebnisse der Forschungen und Prüfungen betreffend Zuschlagstoffe und Betone hergestellt unter Anwendung von Blähschlacke ; es wird angestrebt eine Erweiterung des Anwendungsbereiches dieser Baustoffe bei der Herstellung von Betonen die den Güteklassen B 15 bis B 200 angehören; es werden ebenfalls beschrieben einige experimentelle Bauten aus Blähschlackebeton hergestellt.

MARIA ENCULESCU u. E. MARTON : Einige Forschungsergebnisse betreffend die Bindemittel angewandt bei der Herstellung der Betone für Kernkraftwerke

Es werden vorgeführt die eigenen Forschungen der Autoren durchgeführt um die optimalen Bindemittel zu bestimmen die bei der Herstellung der Betone für Kernkraftwerke angewandt werden sollen.
Für die im Laboratorium durchgeführten Forschungen wurden neun serienweise in Rumänien erzeugte Zementsorten und noch eine aus dem Auslande eingeführte Zementsorte gewählt.

M. ANGELESCU, FL. GHEORGHIU — Einige Möglichkeiten die Fertigung der Wände in Wohn-und sozie-kulturellen Bauten industrialisieren

Die Industrialisierung der Errichtung von Tragkonstruktionen machte nötig gleichzeitig auch die Fertigungsarbeiten zu industrialisieren.
Die Autoren beschreiben einige neuartige Baustoffe und Fertigungsverfahren, heutzutage in unserem Lande angewandt und die den oben angeführten Forderungen gerecht werden.
Die beschriebenen Baustoffe und Verfahren wurden angewandt bei zahlreichen Wohn — und sozio-kulturellen Bauten bei der Fertigung von Innen—sowohl wie auch von Aussenwänden.

СОДЕРЖАНИЕ

К. ЛЕОНТЕ, А. МИХУЛ, М. ДАСКЭЛУ: Несущие схемы из многоэтажных рам, составленных из сборных желебетонных элементов

Представлена несущая схема из сборных железобетонных элементов, составляющих многоэтажные рамы, стыки которых, обеспечивающие неразрезность, расположены вне узлов, в зоне минимальных изгибающих моментов. По такой схеме, в натурных размерах, выполнены две портальные рамы. Они были испытаны вплоть до утраты несущей способности. Согласно результатам испытаний (под вертикальными и горизонтальными нагрузками) вытекает, что размещение стыков на середине высоты колонн обеспецивает, без затруднений, озможность использования рам, составленных из сборных элементов, которые ведут себя сходно с монолитными несущими схемими.

Это решение было применено на практике при возведении одного промышленного цеха в комплексе химических продуктов Сэвинешть. В статье изложены замысел, производственная технология и детали этого цеха.

Г. БЭНУЛЯСА, А. ПАБЕЛ: Дефекты и дефектоскопическая гамма финдаментвв сфирических резервуаров большой ёмкости для разжиженцых газов, добываемых в нефтепромышленности.

Для разжиженных газов, добываемых в нефтепромышленности, в 1969 году, сданы в эксплуатацию несколько сферических резервуаров.

После указаний главных характеристик этих резервуаров, авторы представляют рабочие чертежи фундаментов.

Так как подрядная организация не выполнила точно рабочие чертежи и предписанные технологии работ, возникло большое количество дефектов.

В статье проанализированы причины повлекшие за собой появление дефектов и способы устранения этих дефектов.

ТР. ОНЕЦ: Исследование прогибов изгибаемых армированных элементов из лёгкого бетона, подвергаемых кратковременным нагрузкам

В статье представленны экспериментальные результаты, полученные автором при испытании 52 балок (15 × 30 × 320 см) из лёгкого бетона с карамзитовым заполнителем, армированных стержнями из гладкой стали (01 38) и профилированной периодически (PC 52), охватывающих весь диапазон процентов армирования.

Сравнивая экспериментальные прогибы с расчётными, полученные согласно Рекомендациям СЕБ, СЭВ и Нормативу Р 8—62, выявляется степень применяемости уравнений, предписанных указанными нормами для расчёта прогиба изгибаемых элементов из лёгкого железобетона, подвергаемых кратковременным нагрузкам,

ИДА ДУМИТРЕСКУ: Оценка качества бетона на основании данных, получаемых при адиструктивном испытании свежего бетона

Цля того, чтобы узнать качество бетона до получения результатов его испытания в зрелом возрасте, Исследовательский отдед Проектного и Исследовательского Института по гидроэнергетике попытался разъяснить возможности, которые дают в этом направлении адиструктивные методы.

Автор представляет программу исследований, анализ экспериментальных данных, методику контроля свежего бетона при помощи ультрозвуков и заключания, выведенные на основании данного исследования. исследования.

ГР. МУНТЯНУ: Уточнения, касающиеся бетона из вспученного шлака, изготовляемого сидерургическим комбинатом в Хунедоре

В статье представленны результаты исследований и испытаний, произведенных над агрегатом и бетоном на заполнителе из вспученного шлака, ввиду расширения области применения последнего при изготовлении бетона, марки находящейся в диапазоне Б 15—Б 200 и некоторых экспериментальных элементов и работ, выполненных из бетона на заполнителе из вспученного шлака.

МАРИЯ ЕНКУЛЕСКУ и Е. МАРОН: Некоторые результаты, касающиеся вяжущих, используемых при изготовлении бетона для стомно-электрических централей

Описаны исследования, произведенные авторами в целях определения оптимальных вяжущих для бетона атомно-электрических централей.

Цля лабораторных исследований были отобраны девять видов цемента текущего отечественного производства и один вид импортного цемента.

М. АНГЕЛЕСКУ, ФЛ. ГЕОРГИУ: „Некоторые возможности индустриализации отделки стен жилых и социально — культурных зданий''

Одновременно с индустриализацией возведения несущих элементов необходимо индустриализировать и отделку.

Авторы представляют некоторые новые материалы и методы отделки, которые применяются у нас в стране и соответствуют вышеуказанным необходимостям.

Методы и материалы были применены при возведении многих жилых и социально-культурных зданий как для внутренних огделок, так и для наружных стен.

STRUCTURI CU MAI MULTE NIVELURI DIN CADRE ALCĂTUITE DIN ELEMENTE PREFABRICATE DIN BETON ARMAT

Ing. C. Leonte, conf. ing. A. Mihul şi ing. M. Dascălu
Institutul politehnic Iaşi I.S.C.M. Gh. Gheorghiu-Dej

1. Consideraţii generale

Din motive tehnice şi economice de transport şi montaj, la realizarea structurilor de rezistenţă de beton armat alcătuite din bare se folosesc curent elementele liniare prefabricate în uzină sau preturnate. Dificultatea de a executa îmbinări de continuitate în zonele de la reazemele elementelor prefabricate, unde (la sistemele continue) solicitările au în general valori maxime, şi de a stabili gradul de încastrare care se realizează în aceste îmbinări a dus la necesitatea de a concepe îmbinările articulate. Se obţin astfel scheme clare de calcul static, structuri de rezistenţă cu grad mic de nedeterminare statică, a căror capacitate portantă, practic, nu este afectată de tasările diferenţiate ale terenului de fundaţie, de variaţiile de temperatură etc., iar încastrările reduse, care se realizează în îmbinările dintre elementele prefabricate, au ca efect, în unele cazuri, o mărire a coeficientului general de siguranţă al construcţiei.

După cum este cunoscut însă, la sistemele cu grad redus de nedeterminare statică, solicitările produse de încărcări şi consumul de materiale, beton şi oţel, sînt mai mari decît la sistemele continue. De asemenea, îmbinările realizate ca articulaţii nu permit folosirea elementelor prefabricate la alcătuirea cadrelor decît la structurile de rezistenţă ale construcţiilor cu un singur nivel. La acestea, încastrarea stîlpilor în fundaţii de tip pahar asigură un număr suficient de legături pentru ca sistemul să rezulte cinematic fix (fig. 1 d). Trebuie observat însă că momentele încovoietoare, produse atît de încărcările gravitaţionale (fig. 1 e), cît şi de încărcările orizontale (fig. 1 f), au valori cu mult mai mari decît în cazul structurilor cu noduri rigide (fig. 1 a, b şi c).

Alcătuirea cadrelor structurilor de rezistenţă ale construcţiilor cu mai multe niveluri din elemente liniare prefabricate sau preturnate din beton armat cu îmbinări articulate în dreptul fiecărui nod nu este posibilă deoarece se obţin sisteme cinematic mobile (fig. 2 d). Din această cauză, structurile de rezistenţă cu cadre multiple etajate se proiectează şi se execută din beton armat monolit. Consumul de lemn, de manoperă pe şantier şi timpul de execuţie sînt în acest caz mari. Pentru a elimina dezavantajele execuţiei din beton armat monolit s-au conceput diverse sisteme de alcătuire a cadrelor multiple-etajate din elemente prefabricate şi preturnate din beton armat, cu un număr suficient de noduri rigide care să asigure obţinerea unor scheme cinematic fixe. Pentru construcţii cu pînă la patru niveluri, pentru asigurarea stabilităţii, se poate folosi principiul de alcătuire a structurilor cu un singur nivel, cu stîlpi prefabricaţi cu lungimea egală cu înălţimea construcţiei, care se încastrează în fundaţii, şi rigle prefabricate care se leagă articulat de stîlpi (fig. 2 e,f). În acest caz, însă, momentele încovoietoare produse de încărcările gravitaţionale (fig. 2 e) şi în special de încărcările orizontale (fig. 2 f) rezultă cu

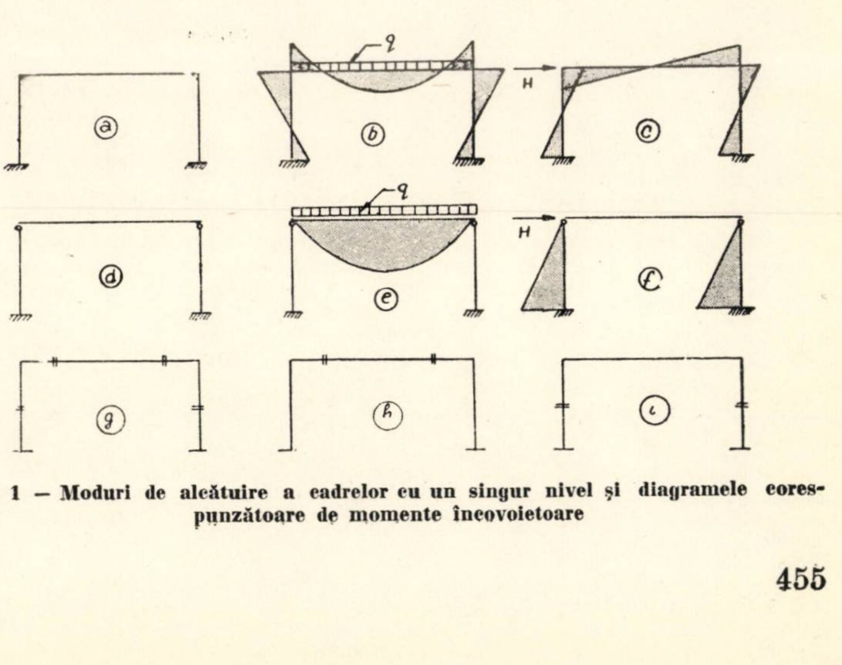


Fig. 1 — Moduri de alcătuire a cadrelor cu un singur nivel şi diagramele corespunzătoare de momente încovoietoare

mult mai mari decît în cazul cadrelor cu noduri rigide (fig. 2 a, b și c).

În vederea eliminării acestui dezavantaj se studiază posibilitatea obținerii unor cadre alcătuite din elemente prefabricate a căror schemă statică să fie aceeași cu a cadrelor executate din beton armat monolit. Pentru aceasta, în practica executării structurilor de rezistență din elemente prefabricate au fost utilizate următoarele trei principii de rezolvare a problemei :

—folosirea unor subansambluri mici, alcătuite din bare care să conțină nodurile cadrelor și realizarea unor îmbinări de continuitate în zonele cel mai puțin solicitate (fig. 1 g și fig. 2 g) ;

— folosirea unor subansambluri mari prefabricate sau preturnate alcătuite din bare și conținînd mai multe noduri rigide ale cadrelor ce urmează a fi realizate, și executarea unor îmbinări de continuitate în zone puțin solicitate de pe rigle (fig. 1 h și fig. 2 h) sau de pe stîlpi (fig. 1 i și fig. 2 i) ;

—realizarea unor îmbinări de continuitate cu tensiuni inițiale.

Pînă în prezent, în străinătate, soluția a doua este cea mai utilizată. Dificultatea acestei soluții constă în faptul că subansamblurile au dimensiuni și greutăți mari, iar pentru transportul și montarea lor sînt necesare mijloace de transport, macarale și dispozitive de capacitate și gabarite mari ; apar și unele dificultăți la prefabricarea lor.

Acest sistem structural, în perioada actuală de dezvoltare a construcțiilor, devine însă mai avantajos atunci cînd subansamblurile se pretoarnă pe șantier și sînt rezolvate problemele de ridicare a lor cu macarale de capacitate mare. Rigiditatea și capacitatea de rezistență a nodurilor cadrelor care se obțin sînt cel puțin egale cu ale nodurilor structurilor executate monolit, iar îmbinările de continuitate pot fi dispuse în zonele cel mai puțin solicitate la încovoiere pentru toate combinațiile de încărcări. Astfel, din figurile 1 i și 2 i rezultă evident că pentru cadrele alcătuite din subansambluri de tipurile H și Π zonele slab solicitate în care se realizează îmbinările de continuitate prin sudarea armăturilor și betonarea rosturilor au aceeași poziție favorabilă, atît pentru încărcările gravitaționale (fig. 1 b și 2 b), cît și pentru încărcările orizontale (vînt, seismicitate) (fig. 1 c și 2 c). În cazul cînd încărcările gravitaționale sînt predominante, iar rigiditățile stîlpilor sînt mai mici decît ale riglelor, schemele din figurile 1 h și 2 h pot fi de asemenea suficient de rațional utilizate.

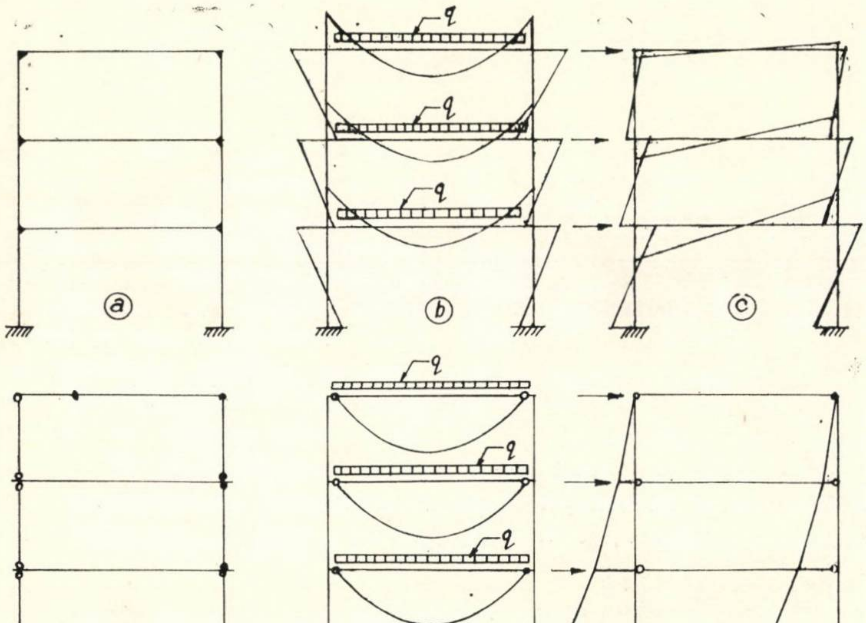


Fig. 2 — Moduri de alcătuire a cadrelor etajate și diagramele corespunzătoare de momente încovoietoare

Față de aceste considerații, avînd în vedere și gradul ridicat de utilare cu mijloace de transport și de ridicare de mare capacitate a întreprinderilor de construcții, în etapa actuală, șantierul 2 Săvinești — ISCM Gh. Gheorghiu-Dej, în colaborare cu catedra de beton armat de la Facultatea de construcții din Iași, în vederea reducerii consumului de material lemnos și a duratei de execuție, și-au propus realizarea unor structuri de rezistență pentru hale etajate concepute din subansambluri preturnate de dimensiuni mari, cu un număr redus de îmbinări, care prezintă avantajele menționate.

În vederea verificării acestei concepții de alcătuire a structurilor de rezistență s-au studiat experimental, la scară naturală, două cadre-portal alcătuite din elemente prefabricate și care au fost încercate la sarcini verticale și orizon-

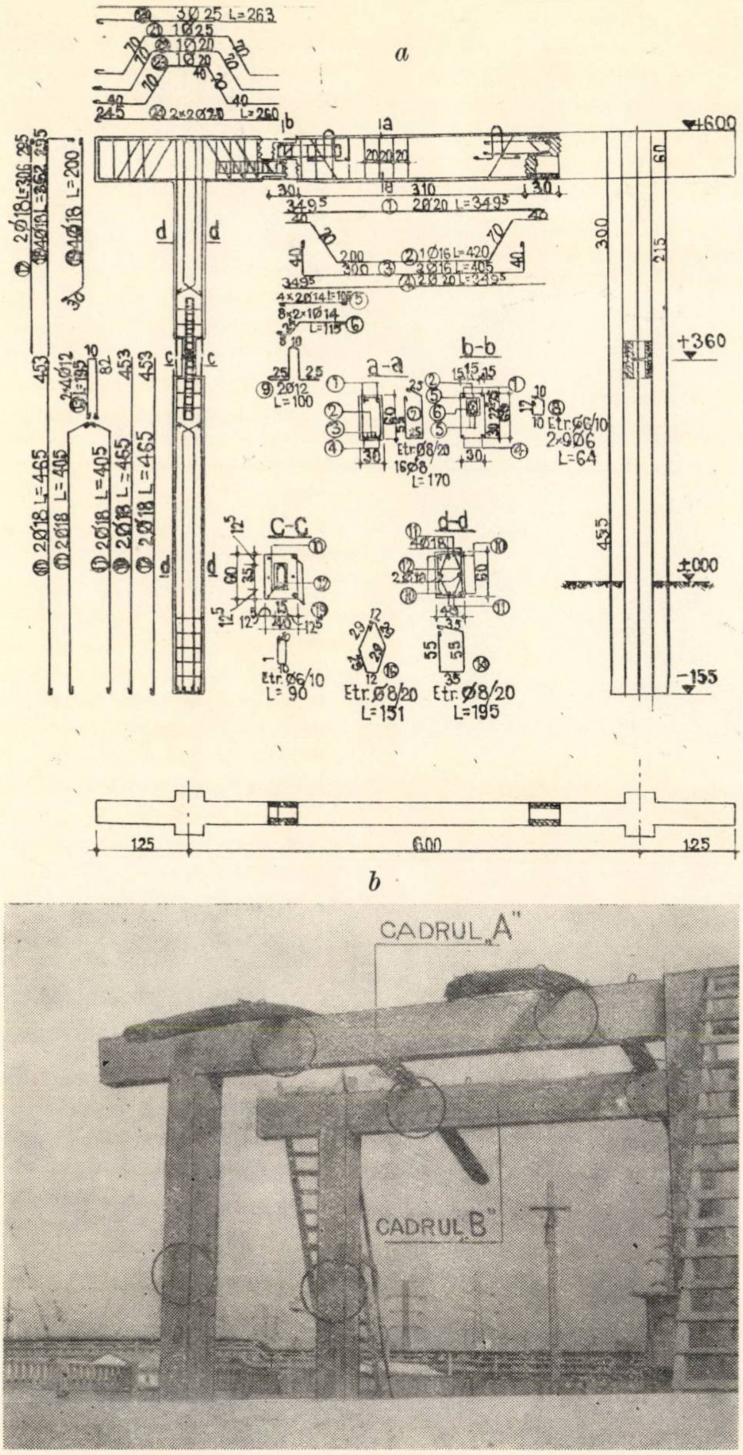


Fig. 3 — Caracteristici geometrice și de alcătuire ale cadrelor experimentale :
a — schemă ; b — aspectul cadrelor-portal experimentale

tale, cu îmbinările de continuitate dispuse în zonele slab solicitate la încovoiere ale riglelor și stîlpilor.

2. Caracteristicile cadrelor experimentale

Cadrele pentru experimentare (fig. 3 a și b) au fost alcătuite din elemente prefabricate de trei tipuri diferite : elemente liniare, reprezentînd părțile inferioare ale stîlpilor, elemente în formă de T, care conțin cîte un nod de colț cu părțile superioare ale stîlpilor și cîte 1/5 din lungimile riglelor, și grinzi cu lungimea egală cu 3/5 din deschiderea cadrelor. Elementele geometrice și modul de alcătuire sînt prezentate în figura 3 a. Elementele prefabricate și montarea celor două cadre experimentale au fost executate de către I.S.C.M-Gh. Gheorghiu-Dej, șantierul 2 Săvinești. Îmbinările s-au realizat în soluția cunoscută, prin înnădirea cu sudură a mustăților armăturilor, dispunerea unor etrieri închiși la distanța de 10 *d* și betonarea zonei de continuitate. La îmbinările de la stîlpi, betonul s-a turnat în cofraje evazate la partea superioară (fig. 4), mai înalte decît zona de îmbinare, pentru a asigura umplerea completă a locașului dintre elementele prefabricate și a reduce efectul tasării betonului proaspăt. După decofrare, gulerul de beton de la partea superioară a îmbinării a fost tăiat. Rezistența medie la compresiune a betonului, determinată prin procedee nedistructive înainte de începerea încercării cadrelor, a rezultat de 267 kgf/cm^2 în elementele prefabricate și de 180 kgf/cm^2 în îmbinări. Toate armăturile au fost executate din oțel OB 38.

3. Mijloacele folosite la experimentarea cadrelor

Încărcarea cadrelor s-a făcut pînă la pierderea capacității de rezistență. În vederea stabilirii modului de conlucrare între elementele prefabricate care alcătuiesc cadrele-portal și a comportării îmbinărilor, cele două

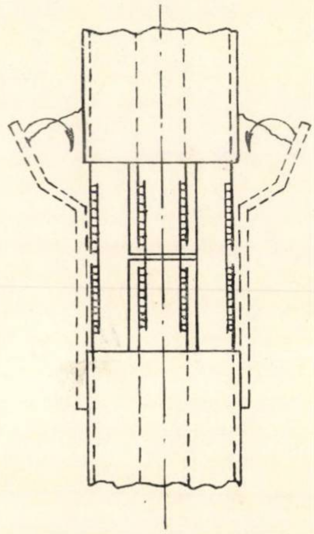


Fig. 4 — Forma cofrajului pentru executarea îmbinărilor la stîlpi

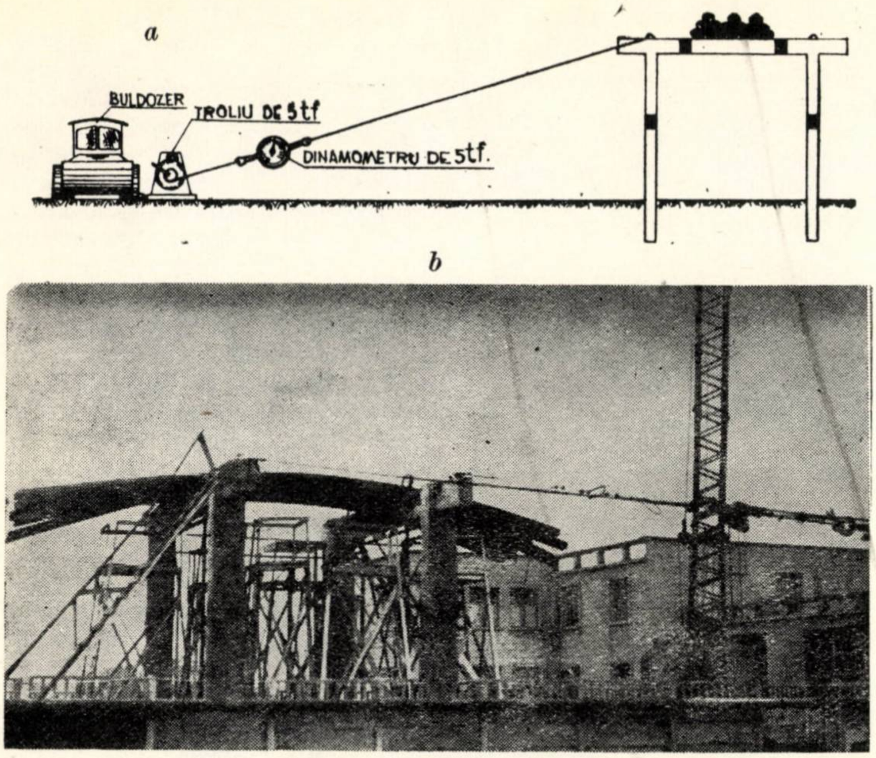


Fig. 5 — Încărcarea cadrelor
a — schema de realizare a încărcărilor; b — aspect de la experimentare

cadre au fost încărcate atît cu sarcini verticale, cît și cu sarcini orizontale.

Încărcarea verticală s-a realizat cu legături de oțel-beton cu greutatea de 3 tone (fig. 5 a și b). Pentru ca în zonele îmbinărilor de la riglă solicitările M și T să aibă valori cît mai mari posibil, sarcina corespunzătoare încărcării verticale uniform distribuite s-a dispus numai în zona centrală a riglei, pe o lungime egală cu 3/5 din deschidere. Sarcinile orizontale s-au realizat cu ajutorul a două trolii de 5 tone, care au fost ancorate de un buldozer. Schema de încărcare și modul practic de realizare a ei sînt prezentate în figura 5. Valorile încărcărilor orizontale au fost măsurate cu ajutorul a două dinamometre de 5 tone, care au fost fixate pe cabluri

Deplasările s-au măsurat cu comparatoare 1/100 mm (fig. 6) care s-au montat pe elemente metalice independente (fig. 7), realizate din profiluri laminate și țevi de oțel.

În dreptul fiecărei îmbinări s-au dispus cîte trei comparatoare, unul în axul îmbinării și două de o parte și de alta a îmbinării, pe betonul elementelor prefabricate. Măsurătorile făcute pe un interval de timp de 24 de ore înainte de încărcare au dat valori neglijabile pentru deplasări. Aceasta se datorește, pe de o parte variației mici a temperaturii, maximum 3° C, și cerului acoperit pe timpul încercării, iar, pe de altă parte, faptului că suporturile pentru comparatoare, fiind de oțel de aceleași lungimi cu stîlpii cadrelor, au avut deformații aproximativ egale cu cele ale cadrelor experimentate.

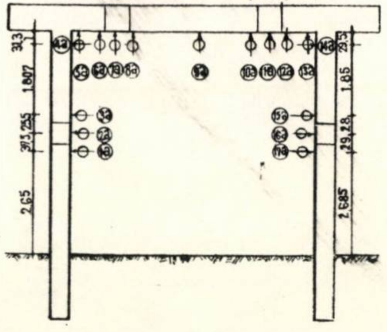


Fig. 6 — Schemele de dispunere a comparatoarelor la cele două cadre-portal experimentate

Deschiderile fisurilor s-au măsurat cu ajutorul unei lupe gradate cu precizia 1/10 mm.

4. Rezultate obținute prin calcul

Pentru schemele de încărcare adoptate s-au calculat valorile încărcărilor de rupere și de fisurare, deschiderile fisurilor și deplasările, admițînd caracteristicile mecanice ale materialelor obținute prin încercări nedistructive pe beton și în laborator, pe armătură. Astfel, s-au considerat $R_c = 267$ kgf/cm², $R_{pr} = 188$ kgf/cm², $R_i = 234$ kgf/cm², $R_t = 20{,}7$ kgf/cm², σ_c OB 38 $= 2\,810$ kgf/cm², $E_b = 295\,000$ kgf/cm².

Cu aceste date s-au stabilit valorile momentelor încovoietoare de rupere ale secțiunilor de la mijlocul deschiderii, $M_c = 18{,}6$ tf/m; de la reazeme, $M_r = 38{,}9$ tf/m, și de la partea superioară și inferioară a stîlpilor (considerînd că adaptarea pe secțiune este totală și armătura din zona întinsă ajunge în întregime la curgere), $M_s = 11{,}2$ tf/m.

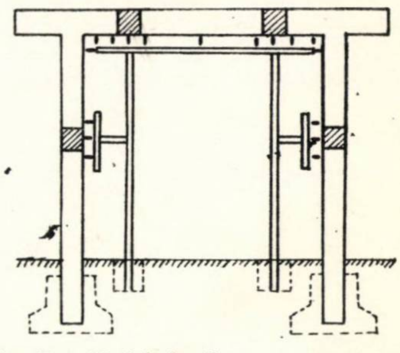
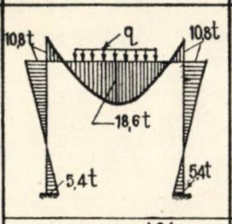
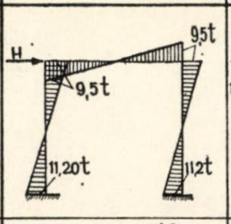
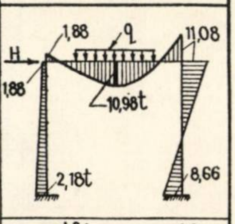
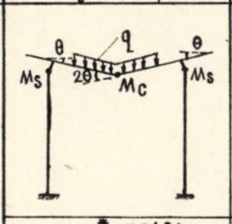
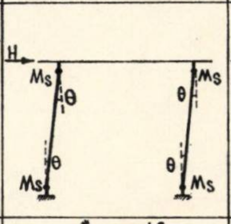
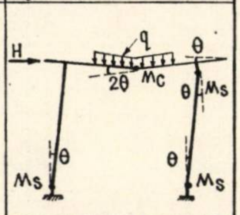


Fig. 7 — Modul de fixare a comparatoarelor

Valorile corespunzătoare ale încărcărilor la pierderea capacității de rezistență a cadrului s-au determinat prin calculul static în domeniul elastic și plastic, pe baza valorilor momentelor prezentate mai sus. În cadrul schemei de încărcare cu sarcini verticale și orizontale, pentru a avea o situație cît mai defavorabilă, raportul dintre valoarea totală a încărcării verticale și valoarea încărcării orizontale s-a luat egal cu 1/6. Rezultatele obținute sînt prezentate în tabela 1.

Tabela 1

	ÎNCĂRCĂRI VERTICALE	ÎNCĂRCĂRI ORIZONTALE	ÎNCĂRCĂRI VERT. ȘI ORIZONTALE
ÎNCĂRCĂRI DE RUPERE REZULTATE DIN CALCULUL STATIC ÎN DOMENIUL ELASTIC	 $q_r = 8{,}35\ tf/m$	 $H_r = 6{,}20\ tf$	 $q_r = 5\ tf/m$; $H_r = 3\ tf$
ÎNCĂRCĂRI DE RUPERE REZULTATE DIN CALCULUL STATIC ÎN DOMENIUL PLASTIC	 $q_r^* = 7{,}9\ tf/m$	 $H_r^* = 6{,}74\ tf$	 $q_r^* = 7{,}10\ tf/m$; $H_r^* = 4{,}26\ tf$
RAPOARTELE DINTRE ÎNCĂRCĂRI	$\frac{q_r^*}{q_r} = 0{,}945$	$\frac{H_r^*}{H_r} = 1{,}085$	$\frac{q_r^*}{q_r} = 1{,}42$; $\frac{H_r^*}{H_r} = 1{,}42$
REZERVA DE REZIST. DIN ADAPTAREA PE STRUCTURĂ.	−5,5%	+ 8,5%	+42%

Corespunzător valorii momentului de fisurare: $M_f = W_f R_f = (0{,}292 + 0{,}75\,\alpha_1 + 0{,}75\alpha'_1)\ bh^2\ R_t = 40\,000 \times 20{,}7 = 828\,000$ kgf/cm din calculul static în domeniul elastic s-a obținut pentru încărcarea verticală de fisurare valoarea $q_f = 3{,}72$ tf/m, care reprezintă 47% din încărcarea verticală de rupere.

Distanța medie între fisuri $\left(\lambda_f = \beta_f \frac{A_{bt}}{u}\right)$ și deschiderea medie a fisurilor $\left(\alpha_f = \psi \frac{\sigma_a}{E_a} \lambda_f\right)$ produse de încărcarea verticală de 5,50 tf/m au rezultat egale cu 20,3 cm, respectiv 0,1715 mm.

Săgeata la mijlocul deschiderii calculată cu considerarea modulului de rigiditate pentru partea pozitivă a diagramei de momente încovoietoare, unde se formează fisuri, egală cu

$$k = \frac{E_a}{\psi} A_a\ \beta_1\ h_0^2 = 5\,180\ \text{tf/m}^2,$$

iar pentru părțile cu momente încovoietoare negative $k = E_b I_b = 15\,650$ tf/m², pentru încărcarea de 5,0 tf/m a rezultat egală cu 7,20 mm, iar pentru o încărcare de 3,75 tf/m egală cu 5,40 mm,

Deplasarea orizontală a nodurilor produsă de forța $H = 3$ tf, considerînd pentru riglă modulii de rigiditate prezentați mai înainte, iar pentru stîlpi $k = 0{,}625\ E_b I_b = 5\,800$ tf/m², a rezultat egală cu 8,336 mm.

5. Realizarea încercării experimentale și rezultatele obținute

Încercarea s-a efectuat în două etape; în prima etapă a încercării experimentale, cadrele s-au încărcat mai întîi cu sarcini verticale. Pentru a avea o situație cît mai defavorabilă, valoarea acestor încărcări s-a luat cu 25% mai mare decît valoarea încărcării verticale admise de $\frac{p_r}{c} = \frac{7{,}90}{2} = 3{,}95$ tf/m, adică de 5,00 tf/m. Cadrele au fost apoi acționate cu forțe orizontale la noduri de cîte 3 tf. Încărcările folosite în prima etapă sînt aproximativ egale

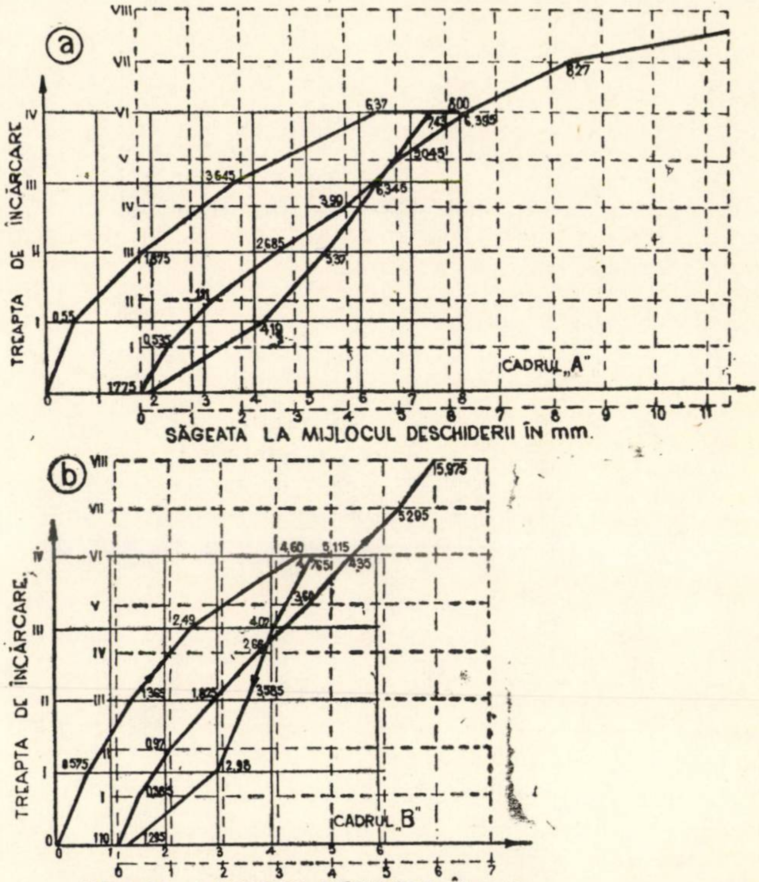


Fig. 8 — Variația săgeților la mijlocul deschiderii în funcție de treapta de încărcare

a — cadrul A; b — cadrul B

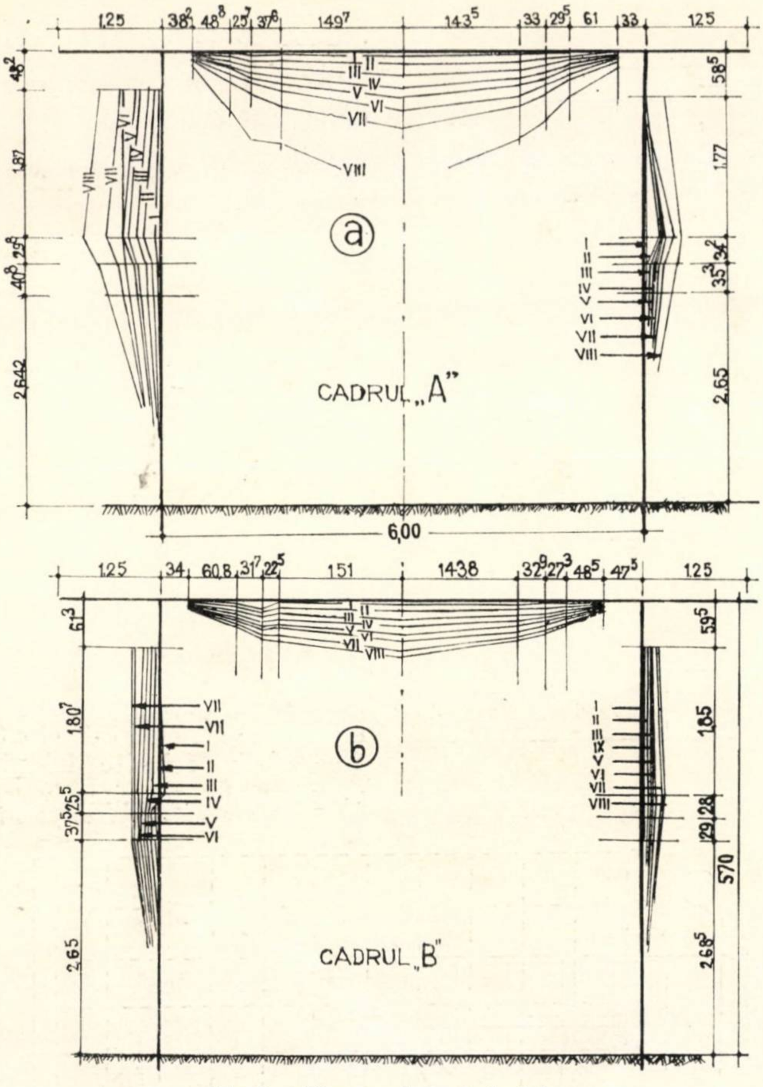


Fig. 9 — Diagramele de deplasări
a — cadrul A ; b — cadrul B

cu încărcările maxime rezultate din calculul static în domeniul elastic (tabela 1). Incărcarea cu sarcini verticale s-a făcut în patru trepte a cîte 1,25 tf/m şi apoi s-au aplicat sarcinile orizontale în două trepte a cîte 1,5 tf. Încărcarea verticală corespunzătoare unei trepte pentru ambele cadre, de $2\times\frac{3}{5}l\times$ $\times 1{,}25=9$ tf a fost realizată cu trei legături de oţel-beton.

Descărcarea s-a făcut în trepte de aceeaşi valoare.

În etapa a doua, cadrele s-au încărcat numai cu sarcini verticale pînă la pierderea capacităţii de rezistenţă. Încărcarea s-a făcut în trepte mai mici, de 6 tf, realizate cu cîte două legături de oţel-beton, căreia îi corespunde 0,835 tf/m. După fiecare treaptă de încărcare şi descărcare s-au făcut cîte două citiri la comparatoare; intervalul de timp între citiri a fost de minimum 15 min. S-au măsurat deplasările timp de 24 de ore sub încărcarea totală de la sfîrşitul primei etape de încărcare şi după descărcarea completă.

Cu rezultatele obţinute s-au construit diagramele săgeţi-încărcări, care sînt prezentate în figurile 8 a şi b pentru cadrul A, respectiv B.

Pe baza rezultatelor citirilor au fost stabilite valorile deplasărilor în toate punctele în care au fost amplasate comparatoare. Diagramele de deplasări corespunzătoare încărcării în etapa a doua, pînă la pierderea capacităţii de rezistenţă a cadrului A, sînt prezentate pentru ambele cadre în figurile 9 a şi b.

Deplasările produse de încărcările orizontale $H=3$ tf au rezultat mai mari pentru nodurile unde s-au aplicat forţele, decît pentru nodurile opuse. Astfel, pentru cadrul A, deplasările măsurate au fost de 12,49 mm, respectiv de 3,73 mm, iar pentru cadrul B de 10,98 mm, respectiv de 5,09 mm.

Primele fisuri au putut fi observate la treapta a treia a primei etape de încărcare, la mijlocul riglei cadrului A. La treapta a patra, distanţa medie între fisuri şi deschiderea medie a fisurilor au fost de 36,5 cm, respectiv de 0,24 mm. Este posibil ca unele fisuri cu deschideri foarte mici să nu fi fost observate. În cadrul B, primele fisuri au fost înregistrate la treapta a 4-a de încărcare. La sfîrşitul primei etape de încărcare s-au format fisuri la partea superioară şi la partea inferioară a stîlpilor situaţi în partea nodurilor la care s-au aplicat forţele orizontale. După descărcare, toate fisurile s-au închis complet, nemaiputînd fi observate cu ochiul liber.

La reîncărcare s-au măsurat distanţele între fisuri, lungimile şi deschiderile fisurilor, la treapta a 4-a de încărcare pentru cadrul B şi la treapta a 5-a de încărcare pentru cadrul A (fig. 10). Distanţa medie între fisuri şi deschiderea medie a fisurilor au fost de 27,4 cm, respectiv de 0,17 mm pentru cadrul B, şi de 36,5 cm, respectiv de 0,1625 mm pentru cadrul A. Pentru cadrul A, la calculul valorii deschiderii medii nu au fost cuprinse fisurile de lîngă îmbinări, a căror deschidere a crescut foarte mult, ajungînd la 3 mm (fisura 4) şi 2 mm (fisura 13). La treapta a 7-a de încărcare a apărut o fisură (16) la una din îmbinările de la stîlpi, la cadrul A. Celelalte fisuri au început să se dezvolte mai repede, iar deplasările sub încărcare constantă să crească mai mult decît la celelalte trepte de încărcare.

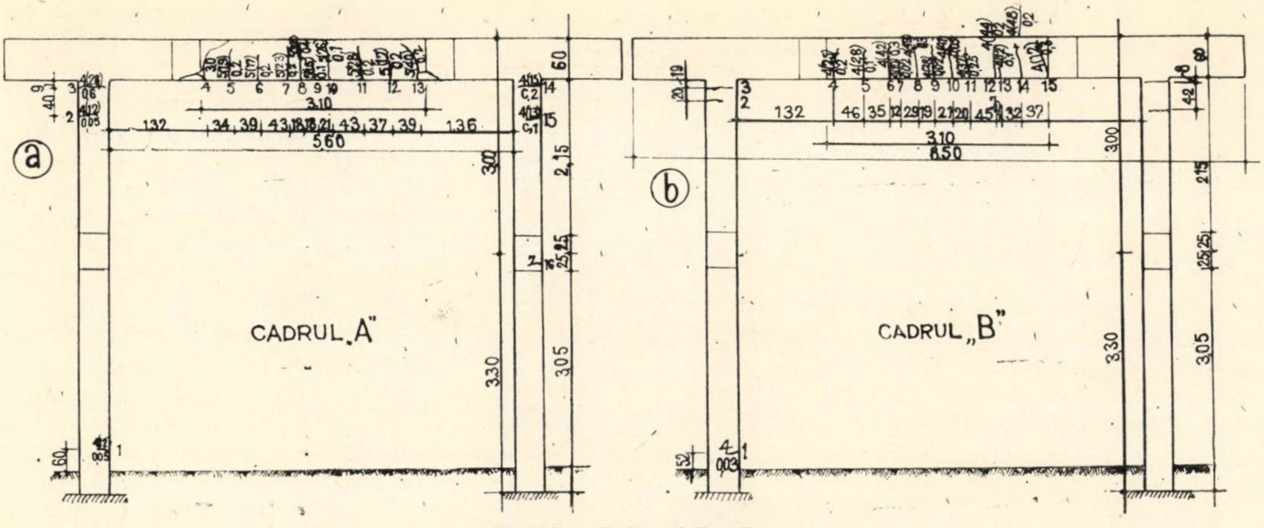


Fig. 10 — Releveul fisurilor
a — cadrul A ; b — cadrul B

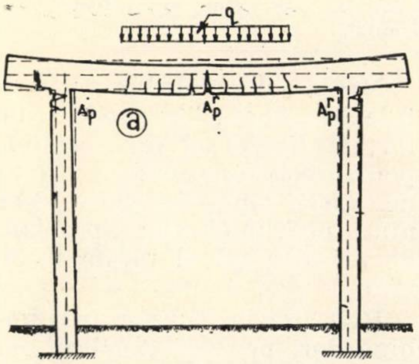


Fig. 11 — Modul de pierdere a capacității de rezistență a cadrului A

La treapta a 8-a de încărcare, la cadrul A, fisurile (7) și (8) de la mijlocul riglei și fisurile (3) și (14) de la părțile superioare ale stîlpilor s-au deschis brusc, valorile deschiderilor fiind de 10—15 mm, respectiv de 6—8 mm. Deplasările au crescut și ele foarte mult și comparatorul de la mijlocul deschiderii a fost scos din funcțiune. După efectuarea tuturor citirilor, comparatoarele au fost demontate. Deplasările au continuat să crească, iar partea inferioară a riglei cadrului A a ajuns să reazeme pe cadrul metalic de susținere a comparatoarelor.

La treapta a 9-a de încărcare deschiderile fisurilor (7) și (8) au ajuns la circa 2 cm, iar cele ale fisurilor (3) și (14) la circa 1,2 cm. Partea superioară a cadrului A s-a transformat într-un mecanism (fig. 11). Va-

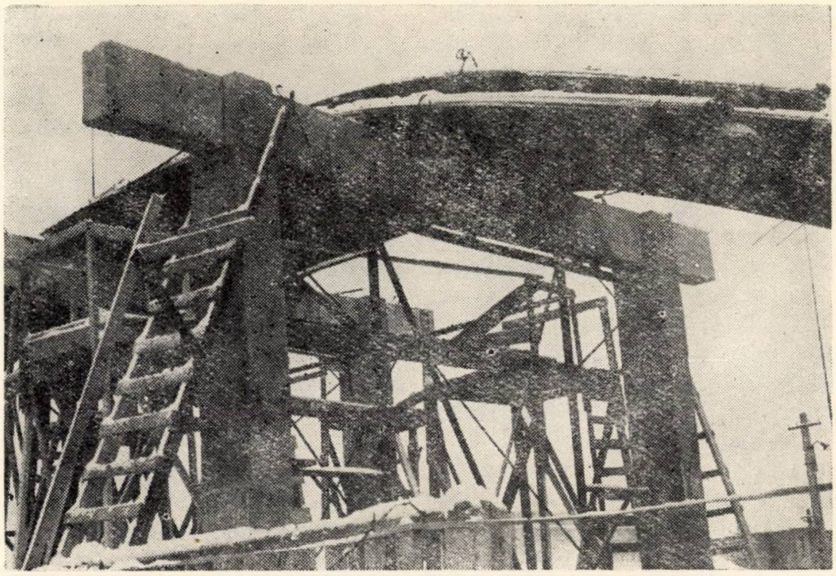


Fig. 11 a — Distribuția fisurilor

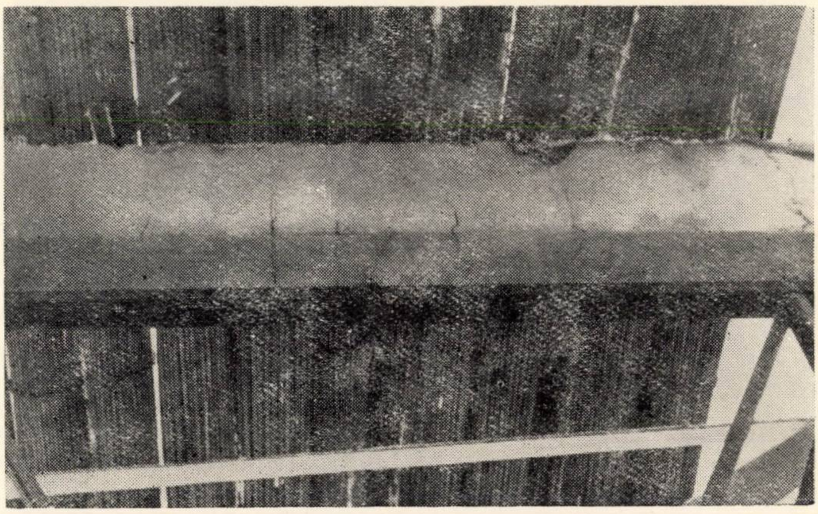


Fig. 11 b — Schema statică

loarea încărcării corespunzătoare a fost de $q_r = 9\times 0,835 + 0,5 = 8,015$ tf/m, care este aproximativ egală cu cea rezultată din calculul static în domeniul plastic (tabela 1). La cadrul B, pentru aceeaşi treaptă de încărcare nu s-au constatat semne de cedare.

La nici una dintre îmbinări nu s-au format fisuri şi nu s-au constatat alte degradări în betonul de monolitizare.

6 Aprecieri asupra rezultatelor încercării experimentale

Pierderea capacităţii de rezistenţă s-a produs la o încărcare verticală de 8,015 tf/m, foarte apropiată de valoarea încărcării rezultate din calculul static în domeniul plastic prin transformarea părţii superioare a cadrului A într-un sistem cinematic mobil de forma celui perezentat în tabela 1 şi în figura 11. Aceasta dovedeşte că adaptarea pe secţiunile de la partea superioară a stîlpilor, ca şi adaptarea pe structură (între secţiuni), au fost complete. Deşi încărcarea cu sarcini verticale şi orizontale în prima etapă s-a făcut pînă la limita capacităţii de rezistenţă determinată prin calculul static în domeniul elastic, cadrele nu au prezentat deformaţii exagerate, iar la descărcare fisurile s-au închis în foarte mare măsură. Aceasta se datoreşte faptului că, în afara secţiunii periculoase de la partea superioară a stîlpilor sub nodurile unde s-au aplicat forţele orizontale, restul structurii a lucrat în stadiul II şi I de eforturi, prezentînd încă rezerve importante de rezistenţă. Se verifică deci că, la structurile de beton armat cu procente medii de armare, calculul static în domeniul plastic duce la obţinerea unor rezultate mult mai bune în aprecirea capacităţii totale de rezistenţă.

Valoarea încărcării de fisurare de 4,25 tf, stabilită experimental, a fost mai mare decît cea rezultată din calcul, dovedind o bună conlucrare între beton şi armătură în stadiul I de eforturi şi de deformaţii.

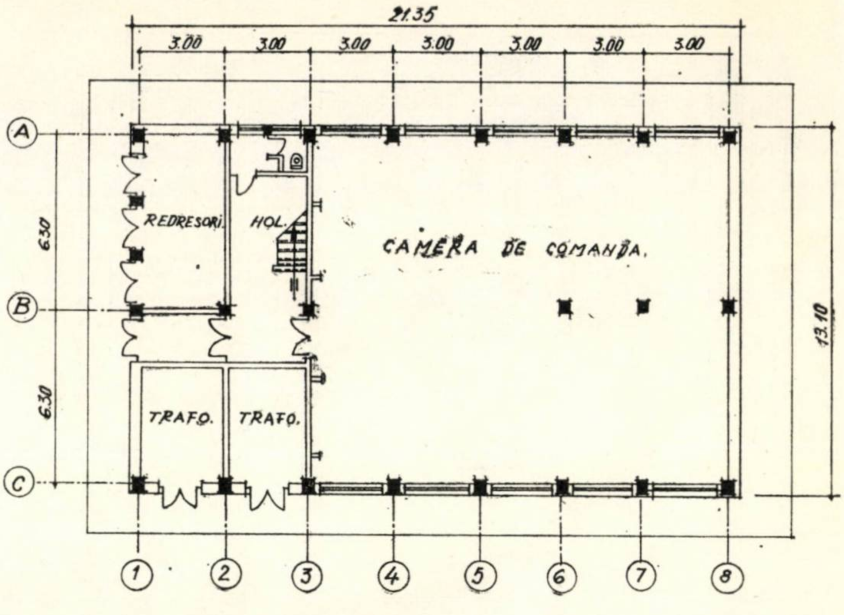


Fig. 12 – Bloc transformare (220) 110 kV la Combinatul chimic Roznov. Secţiune orizontală.

Distanţa medie dintre fisuri şi deschiderea medie a fisurilor la cadrul B au rezultat apropiate de valorile corespunzătoare reieşite din calcul, dovedind o bună conlucrare între beton şi armătură şi în stadiul II de eforturi şi deformaţii. La cadrul A, însă, la reîncărcare, fisurile de lîngă îmbinări s-au deschis exagerat, valorile deschiderilor ajungînd la 2—3 mm.

Din analiza diagramelor de variaţie a săgeţilor la mijlocul deschiderilor celor două cadre, în funcţie de încărcare (fig. 8), rezultă că săgeţile reale pentru o încărcare de 5,0 tf/m de 4,60 mm (cadrul B) şi 6,37 mm (cadrul A) sînt mai mici decît săgeata calculată de 7,20 mm. Deşi încărcările la sfîrşitul primei etape de încărcare au fost egale cu cele corespunzătoare limitei capacităţii de rezistenţă rezultate din calculul static în domeniul elastic, săgeţile remanente după descărcare au valori de 1,10 mm (cadrul B) şi 1,775 mm (cadrul A), fiind mai mici de 22% din valorile maxime înregistrate pentru săgeţi la încărcare.

La reîncărcare, săgeţile determinate experimental pentru încărcarea 5,0 tf/m au rezultat (fig. 8) de valori foarte apropiate de cele măsurate în prima etapă de încărcare.

Media deplasărilor orizontale ale nodurilor produse de forţele $H = 3$ tf au rezultat, pentru cele două cadre A şi B, de 8,035 mm, respectiv 8,11 mm, mai mici dar apropiate de valoarea calculată, de 8,336 mm.

Referitor la comportarea îmbinărilor, pe baza analizei rezultatelor experimentale se pot face următoarele aprecieri :

— Deşi calitatea betonului din îmbinări a fost inferioară celei prevăzute, îmbinările au avut o comportare bună, asigurînd conlucrarea dintre elementele prefabricate pînă la pierderea capacităţii de rezistenţă a structurii; la îmbinări nu s-au constatat degradări şi nu au apărut fisuri.

— Din analiza diagramelor de deplasări (fig. 9) se observă că în zonele tuturor îmbinărilor, la ambele cadre, deformaţiile prezintă anumite perturbaţii. Aceste perturbaţii nu au influenţat însă negativ rigiditatea structurii şi nici capacitatea ei de rezistenţă.

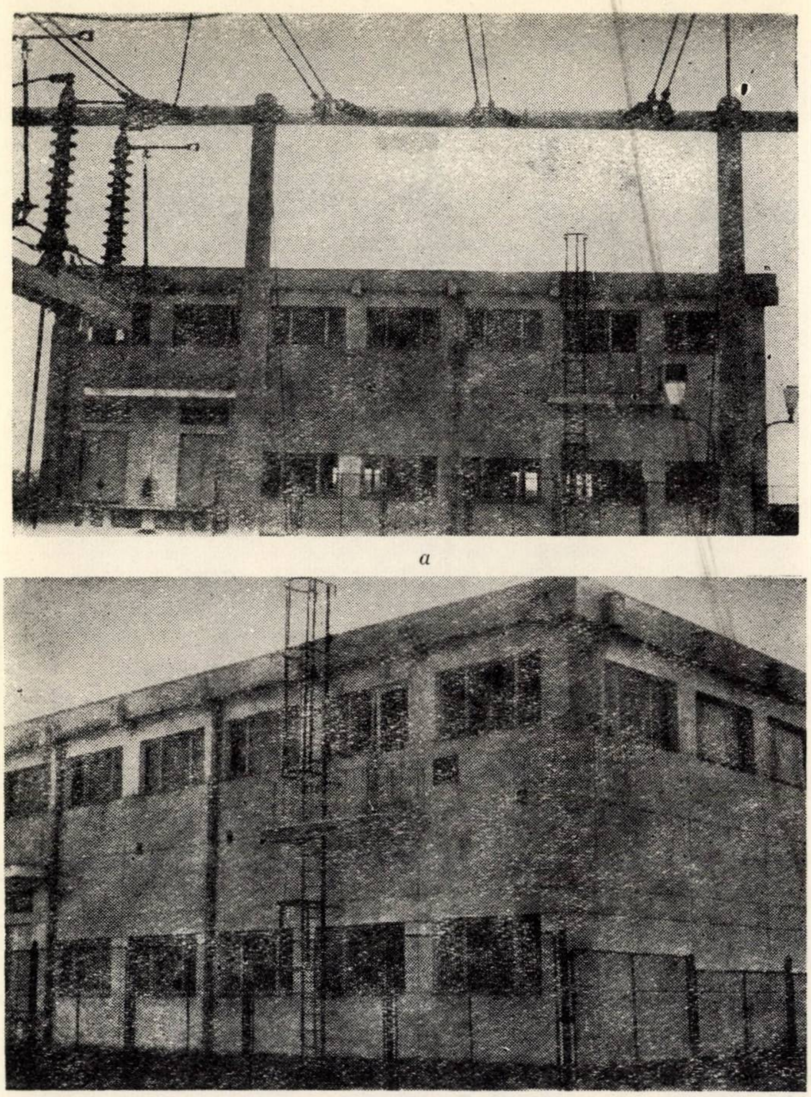
În concluzie, în urma analizei rezultatelor obţinute la experimentare s-au putut stabili următoarele :

— Valorile încărcării de fisurare şi de rupere şi valorile deplasărilor au corespuns cu valorile calculate (în ipoteza cadrului monolit). Aceasta dovedește că alcătuirea structurilor în cadre de beton armat din elemente prefabricate mari, cu îmbinările dispuse la mijlocul înălțimii stîlpilor, unde momentele încovoietoare produse atît de încărcările verticale cît și de încărcările orizontale au valori minime, cum și menținerea sau chiar mărirea capacității de rezistență și a rigidității nodurilor sînt raționale.

— La procente de armare obișnuite, adaptarea pe secțiuni și pe structură este completă. Calculul static în domeniul plastic permite o apreciere mult mai bună a capacității reale de rezistență a structurilor în cadre din beton armat.

7. Realizarea cadrelor structurii de rezistență alcătuite din elemente preturnate de beton armat a construcției cu două niveluri a blocului de transformare (220) 110 kV Roznov

Aplicarea practică a soluției studiate de alcătuire a cadrelor multiple-etajate din subansambluri de bare preturnate s-a realizat la o construcție cu două niveluri pentru un bloc de transformare (220) 110 kV din cadrul Combinatului chimic



a

b

Fig. 13 *a* și *b* — Vederi ale construcției terminate a blocului de transformare (220) 110 kV de la Combinatul chimic Roznov

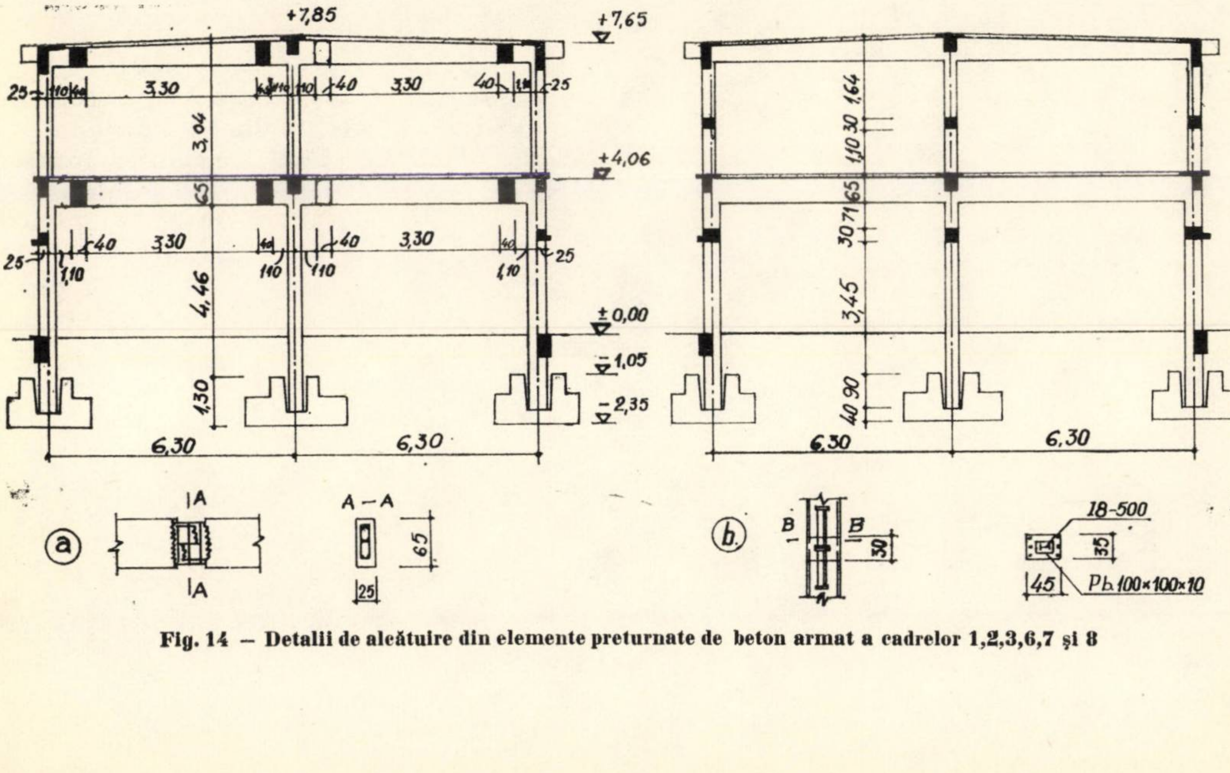
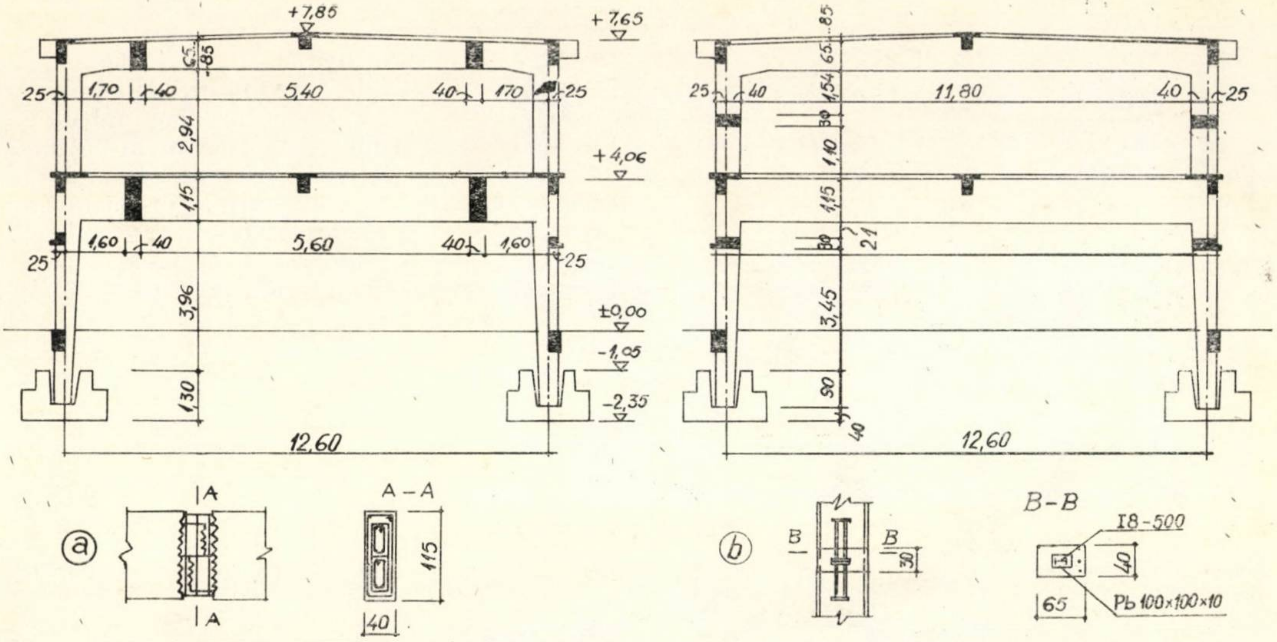
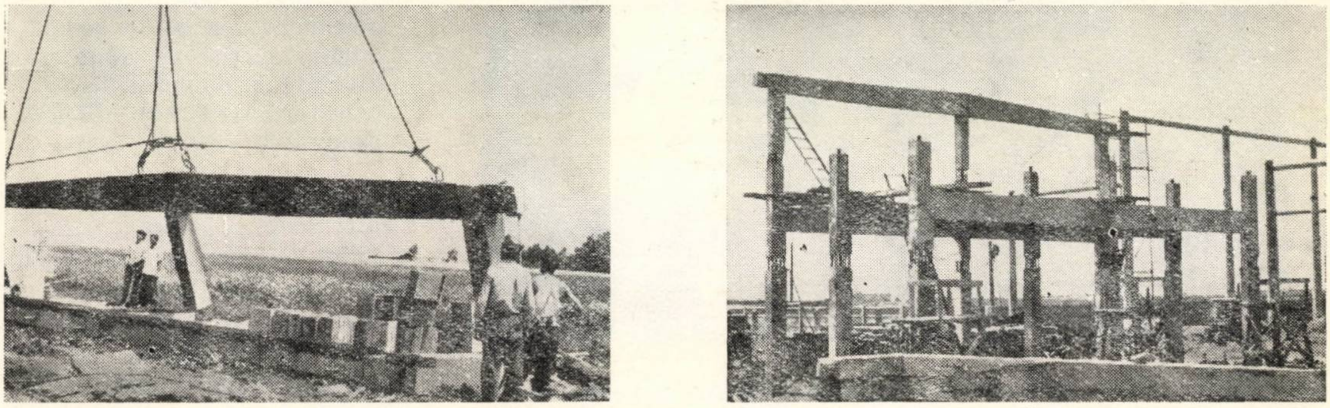


Fig. 14 — Detalii de alcătuire din elemente preturnate de beton armat a cadrelor 1,2,3,6,7 și 8



+7,85
+7,65
65
85
25
1,70
40
5,40
40
1,70
25
2,94
+4,06
1,15
1,60
40
5,60
40
1,60
25
3,96
±0,00
-1,05
-2,35
1,30
12,60
40
1,54
11,80
40
25
30
1,40
1,15
30
21
3,45
90
40
12,60
a
A
A
A – A
1,15
40
b
B
B
30
B-B
18-500
40
65
Pb 100×100×10

Fig. 15 – Detalii de alcătuire din elemente preturnate din beton armat a cadrelor 4 şi 5


a *b*

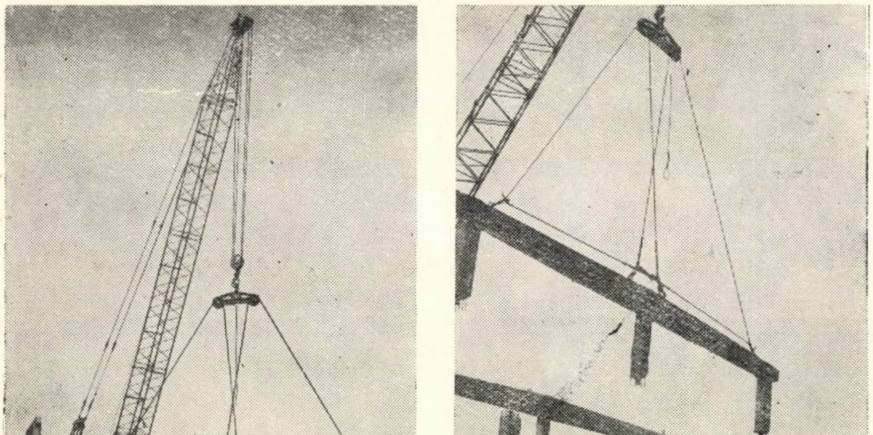

c *d*

Fig. 16 – Aspecte de montaj ale cadrelor 6,7 şi 8

Roznov. Proiectul construcţiei, întocmit de I.S.P.E. Bucureşti, prevede ca structura de rezistenţă (cadre şi planşee) să se execute din beton armat monolit. Fără a modifica funcţionalul (fig. 12 a) şi detaliile de faţade (fig. 13 a şi b), s-a reproiectat structura de rezistenţă a clădirii, alcătuindu-se din elemente preturnate şi prefabricate din beton armat. Cadrele au fost reproiectate şi executate în două variante. În prima variantă s-au folosit subansambluri în formă de ┌┬┐ şi ├─┼─┤ cu îmbinările dispuse în zonele slab solicitate la încovoiere, atît de

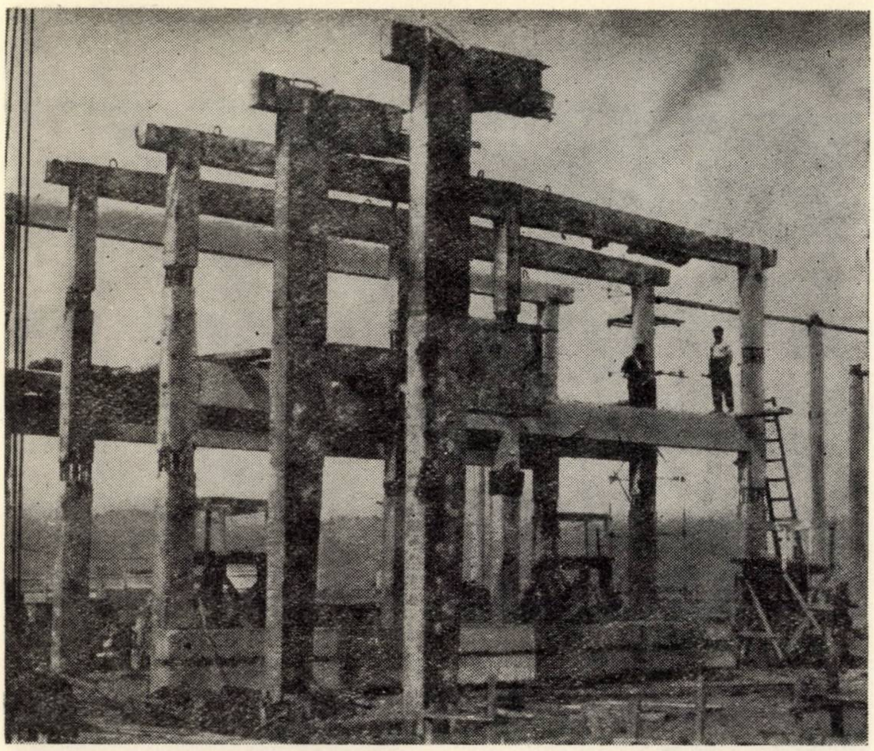
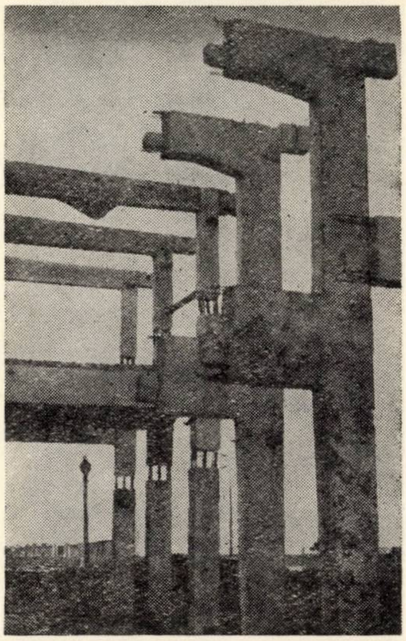
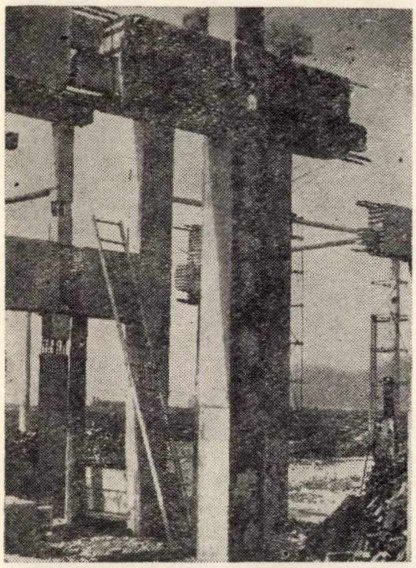


Fig. 16 e

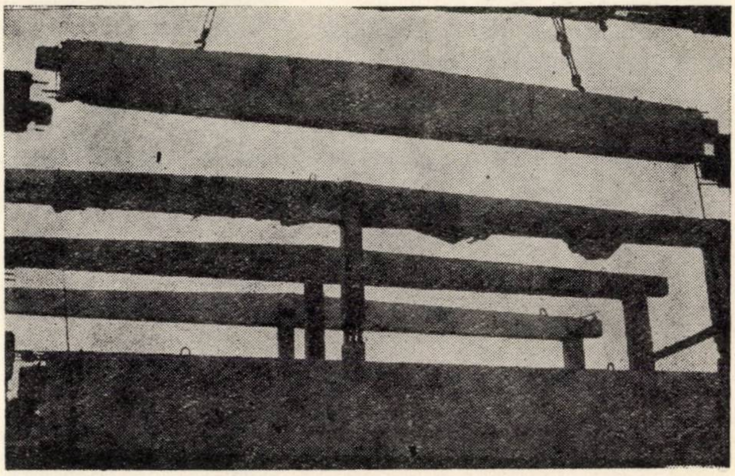
Fig. 17 – Aspecte din timpul montajului cadrelor 1,2,3,4 şi 5



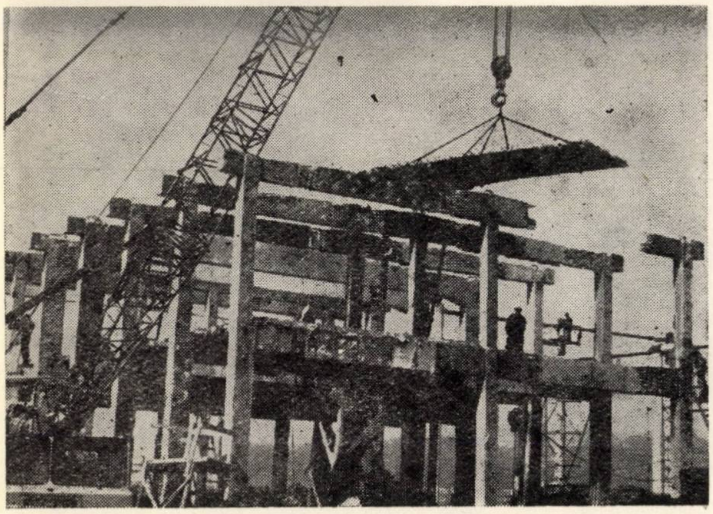
17 a



17 b



17 c



17 d

încărcările verticale, cît şi de încărcările orizontale. După această concepţie s-au realizat cadrele 6, 7 şi 8 (fig. 14 b). În a doua variantă, cadrele au fost alcătuite din subansambluri în formă de stîlpi cu console, încastraţi în fundaţii de tip pahar şi rigle prefabricate, îmbinările fiind dispuse în zonele slab solicitate la încovoiere ale riglelor. În acest mod au fost executate cadrele 1, 2, 3, 4 şi 5 (fig. 14 a şi 15 a). În figurile 16 a, b, c, d şi e se prezintă aspecte de la montarea cadrelor 6, 7 şi 8, iar

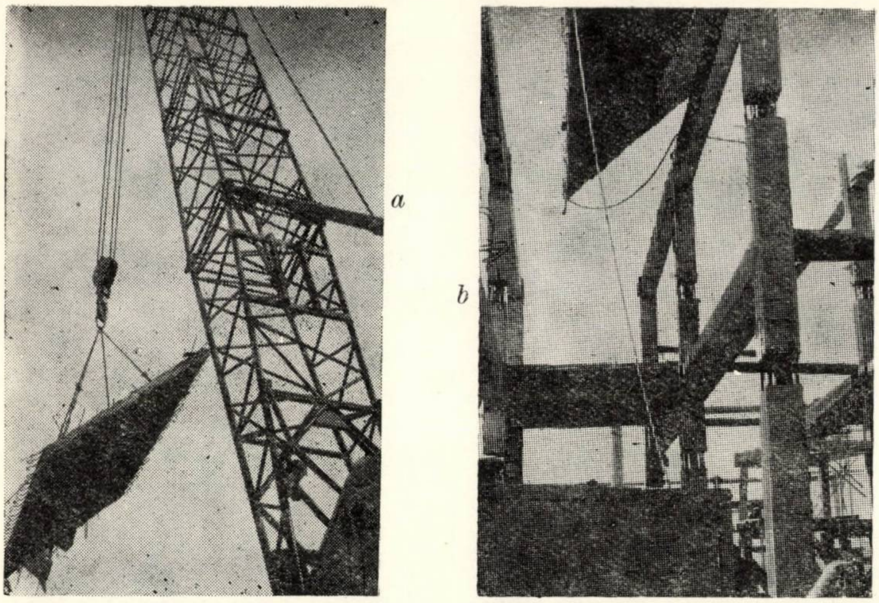


Fig. 18 — Aspecte de la montajul plăcilor ce alcătuiesc planşeele

în figurile 17 a, b, c şi d, aspecte din timpul montajului cadrelor 1, 2, 3, 4 şi 5.

Planşeele au fost realizate din plăci prefabricate de beton armat, cu armătura de rezistenţă dispusă după o singură direcţie, rezemate pe două laturi pe riglele cadrelor. În figurile 18 a şi b se prezintă aspecte din timpul montajului planşeelor.

Subansamblurile pentru cadre s-au preturnat în imediata vecinătate a amplasamentului construcţiei. Montajul s-a efectuat cu o macara DEMAG de 35 tone şi a durat şase zile (două schimburi din care unul de 10 ore şi unul de 8 ore) şi n-a pus probleme deosebite*.

Durata de montaj poate fi redusă prin mărirea numărului de sudori care lucrează la înnădirea armăturilor din îmbinări.

Rezultatele obţinute din studiul experimental şi din aplicarea practică arată că alcătuirea cadrelor din subansambluri preturnate prezintă avantaje importante, dintre care menţionăm : 1) structura se alcătuieşte din elemente preturnate mari în formă de ┌┬┐ şi |—|—|, care reduc numărul îmbinărilor ; 2) rigiditatea nodurilor este cel puţin egală cu cea care se obţine la structurile monolite, şi 3) stabilitatea la manipulare şi montare a subansamblurilor de bare poate fi realizată fără dificultăţi.

---

* Lucrările de execuţie au fost conduse de maistrul principal Viorel Gheorghiu.

Sistem de construcţie în totalitate din prefabricate pentru clădiri administrative

O firmă din Dallas (SUA) a dezvoltat un sistem modular de construcţii din prefabricate de beton precomprimat pentru clădiri administrative, care include, de asemenea, elemente tipizate pentru instalaţii mecanice şi electrice.

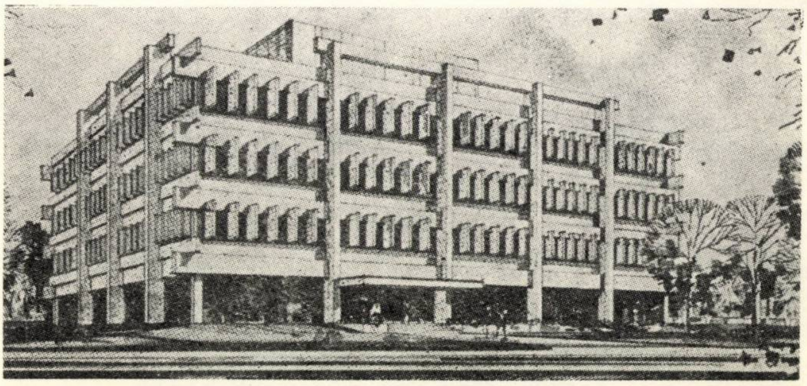
Se afirmă că prin acest sistem denumit Isocast se vor furniza clienţilor construcţii complete de clădiri cu 2—5 niveluri, durata execuţiei fiind mai redusă cu 25 % faţă de cea corespunzătoare metodelor clasice.

În ce priveşte costul, reducerea se apreciază la circa 10 %.

Acest sistem bazat pe un modul structural de 9 × 9 m, cuprinde 5 elemente prefabricate de bază pentru grinzi şi stîlpi. Planşeele şi acoperişul sînt realizate din dale prefabricate de beton armat. Pentru pereţii exteriori, soluţia este la alegere.

Elementele tipizate ale clădirii includ instalaţiile mecanice şi electrice, de asemenea, casa scărilor, ascensoarele, toaletele, instalaţiile sanitare şi elemente de iluminare incluse în spaţiile prevăzute în tavan.

E.N.R. aug. 1969



Un exemplu de clădire administrativă din elemente prefabricate de beton precomprimat

CERCETĂRI PRIVIND SĂGEATA ELEMENTELOR ÎNCOVOIATE DIN BETON UŞOR ARMAT SUB ÎNCĂRCĂRI DE SCURTĂ DURATĂ

Ing. T. Oneţ
Institutul politehnic Cluj

1. Obiectul cercetărilor

Fiind cunoscute avantajele utilizării betonului uşor la realizarea elementelor din beton armat, cercetările efectuate şi-au propus să verifice un aspect al comportării betonului cu granulit la starea limită de deformaţii, şi anume săgeata elementelor încovoiate sub acţiunea încărcărilor statice de scurtă durată.

Analizînd rezultatele experimentale prin prisma diferitelor norme de calcul [1], [2], [3] s-a căutat să se evidenţieze măsura în care relaţiile de calcul proprii betonului obişnuit (greu) pot fi extinse asupra betonului uşor prin simpla diminuare a valorii modulului de elasticitate al acestuia.

2. Programul experimental

Elementele experimentale reprezentînd 52 de grinzi cu dimensiunile 15 × 30 × 320 cm, grupate în două serii, au fost armate cu oţel profilat PC 52 (seria 1) şi cu oţel neted OB 38 (seria 2), sub formă de carcase plane sudate (fig. 1). Caracteristicile acestor grinzi sînt date în tabelele 1 şi 2.

Turnarea grinzilor s-a făcut în cofraje de lemn căptuşite cu tablă, compactarea betonului făcîndu-se prin vibrare. Păstrarea grinzilor pînă la încercare s-a făcut în regim mixt: 6 zile în mediu umed şi restul în aer.

Odată cu executarea grinzilor s-au confecţionat epruvete pentru determinarea densităţii aparente a betonului (ρ), a mărcii betonului

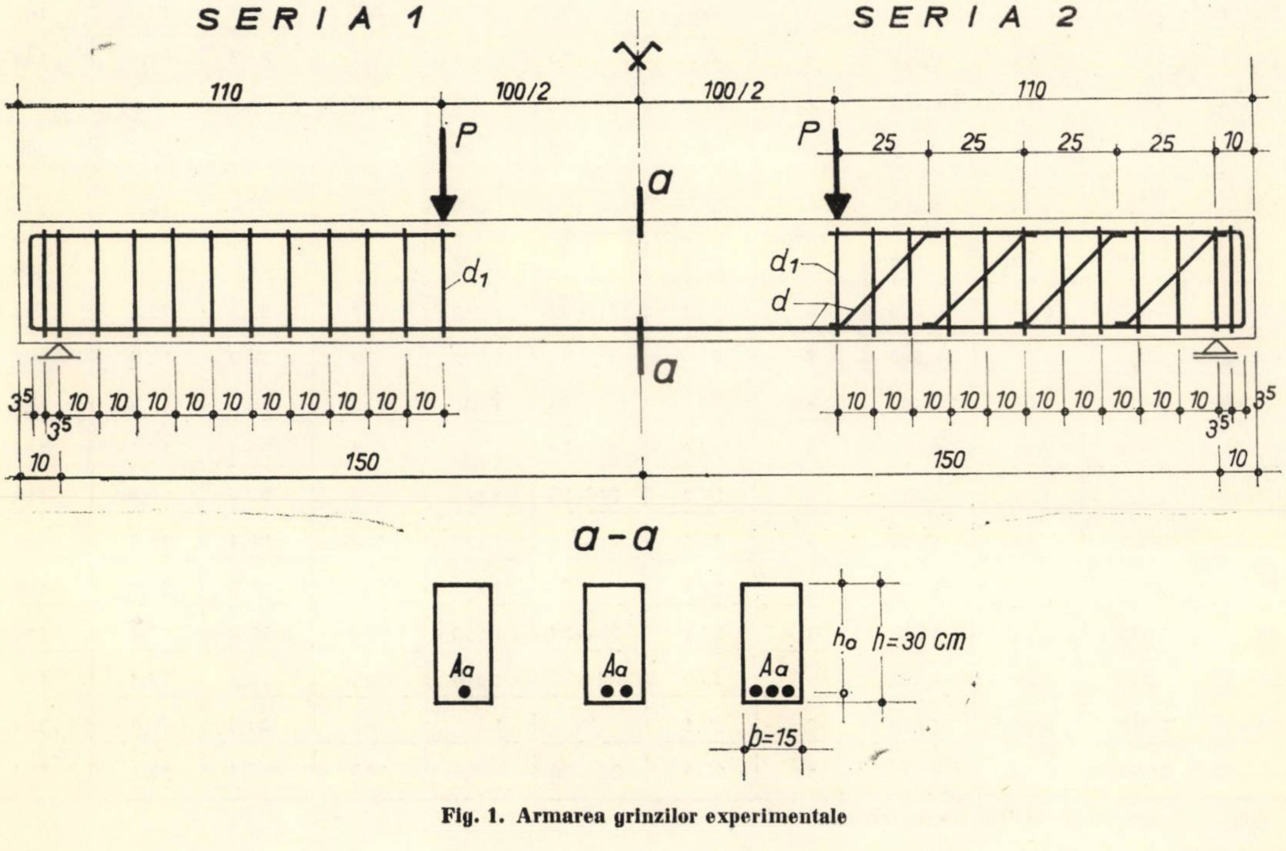


Fig. 1. Armarea grinzilor experimentale

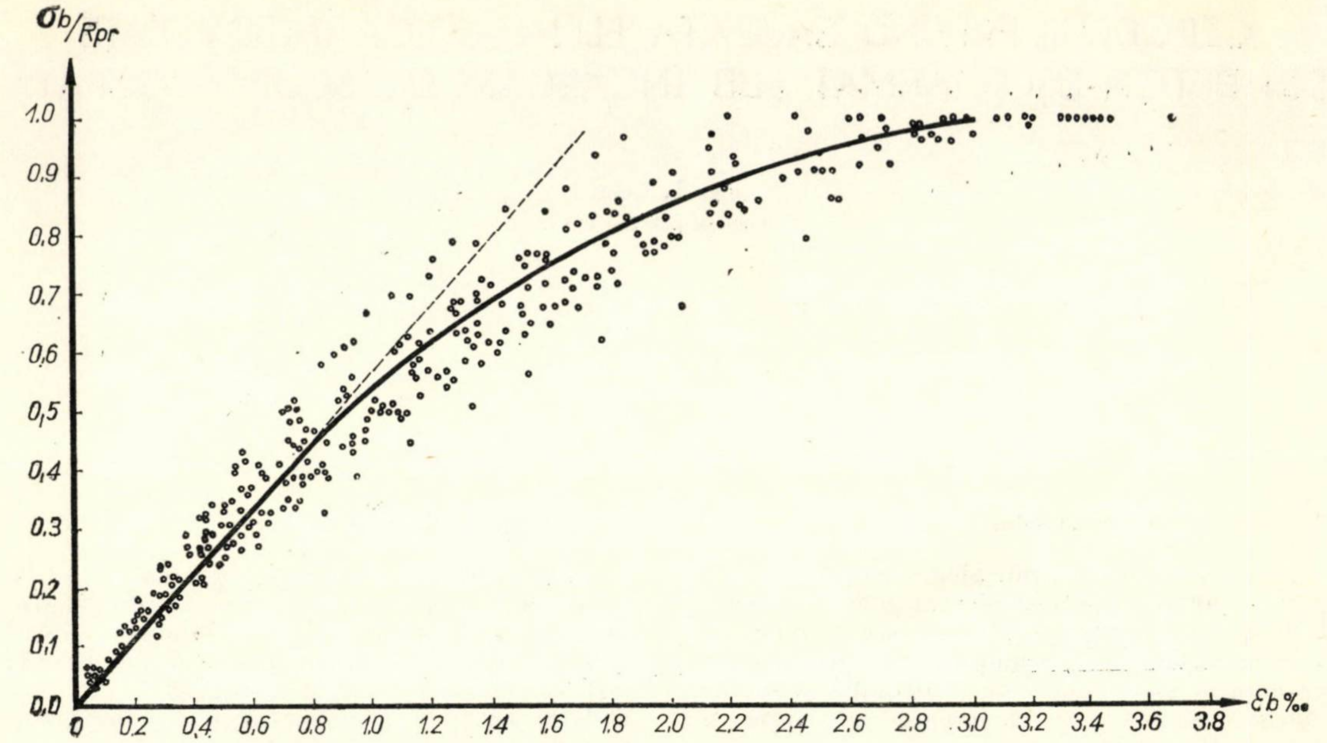


Fig. 2. Curba caracteristică a betonului ușor $\overline{\lambda} = \frac{\overline{\varepsilon}_p}{\overline{\varepsilon b}} = 0{,}4$ ($\overline{R}_{pr} = 222$ kgf/cm^2)

Caracteristicile grinzilor experimentale armate cu oțel PC 52
(Seria 1)

Tabela 1

Indicativ	Armarea longitudinală			d_1 (mm)	h_o (cm)	Virsta betonului (zile)	ρ (kg/m^3)	R_b (kgf/cm^2)	R_{ti} (kgf/cm^2)	$R_t n$ (kgf/cm^2)	E_b (tf/cm^2)
	Nr. și diametru bare (d)	Aa (cm^2)	μ (%)								
G1−1	1Ø6	0,28	0,069	6	27,7	32−33	1 810	262	38,3	19,5	169
G1−2	2Ø6	0,57	0,140	6	27,7	31−33	1 870	284	39,2	20,4	142
G1−3	3Ø6	0,85	0,208	6	27,7	34−35	1 715	244	34,0	18,6	144
G1−4	2Ø8	1,01	0,248	6	27,6	34−38	1 820	288	35,3	20,5	180
G1−5	2Ø8 1Ø6	1,29	0,320	6	27,6	38−40	1 800	236	33,0	18,2	136
G1−6	2Ø10	1,57	0,387	8	27,5	32	1 838	204	33,5	16,2	136
G1−7	2Ø12	2,26	0,560	8	27,4	31−37	1 810	250	31,2	19,0	155
G1−8	3Ø10	2,36	0,585	8	27,5	31−34	1 770	230	32,9	17,8	136
G1−9	2Ø14	3,08	0,766	8	27,3	31−34	1 650	170	26,6	14,2	109
G1−10	3Ø12	3,39	0,840	8	27,4	31−34	1 595	176	28,4	14,6	114
G1−11	2Ø16	4,02	1,003	8	27,2	31−33	1 800	196	27,9	15,8	114
G1−12	3Ø14	4,62	1,149	8	27,3	31−34	1 680	179	30,4	14,7	138
G1−13	2Ø18	5,09	1,275	8	27,1	31−33	1 610	171	28,6	14,2	138
G1−14	3Ø16	6,03	1,505	8	27,2	32−34	1 620	206	27,8	16,4	124
G1−15	2Ø20	6,28	1,582	8	27,0	34−35	1 590	223	28,8	17,4	124
G1−16	3Ø18	7,63	1,912	8	27,1	37	1 590	189	23,0	15,3	127
G1−17	3Ø20	9,42	2,375	8	27,0	34−38	1 675	185	25,4	15,1	132

NOTA: Fiecare indicativ cuprinde cite două elemente identice.

Caracteristicile grinzilor experimentale armate cu oţel OB 38 (Seria 2)

Indicativ	Armarea longitudinală: Nr. şi diametru bare (d)	Armarea longitudinală: Aa (cm²)	Armarea longitudinală: μ (%)	d_1 (mm)	h_o (cm)	Vîrsta betonului (zile)	ρ (kg/m³)	R_b (kgf/cm²)	R_{ti} (kgf/cm²)	R_{tn} (kgf/cm²)	E_b (tf/cm²)
G2−1	1Ø6	0,28	0,069	6	27,7	30	1 755	268	35,6	19,7	180
G2−2	2Ø6	0,57	0,140	6	27,7	30	1 755	268	35,6	19,7	180
G2−3	3Ø6	0,85	0,208	6	27,7	27	1 745	268	40,8	19,7	165
G2−4	2Ø8	1,01	0,248	6	27,6	27	1 745	268	40,8	19,7	165
G2−5	2Ø8 1Ø6	1,29	0,320	6	27,6	30	1 700	257	29,9	19,3	121
G2−6	2Ø10	1,57	0,387	6	27,5	30	1 700	257	29,9	19,3	121
G2−7	2Ø12	2,26	0,560	8	27,4	30	1 698	241	30,1	18,5	152
G2−8	3Ø10	2,36	0,585	6	27,5	30	1 698	241	30,1	18,5	152
G2−9	2Ø14	3,08	0,766	8	27,3	30	1 735	257	35,6	19,3	147
G2−10	3Ø12	3,39	0,840	8	27,4	30	1 735	257	35,6	19,3	147
G2−11	2Ø16	4,02	1,003	8	27,2	30	1 715	259	33,4	19,4	136
G2−12	3Ø14	4,62	1,149	8	27,3	31	1 715	259	33,4	19,4	136
G2−13	2Ø18	5,09	1,275	10	27,1	29	1 810	231	35,6	17,9	134
G2−14	3Ø16	6,03	1,505	8	27,2	29	1 810	231	35,6	17,9	134
G2−15	2Ø20	6,28	1,582	10	27,0	31	1 705	221	34,0	17,3	146
G2−16	3Ø18	7,63	1,912	10	27,1	31	1 705	221	34,0	17,3	146
G2−17	3Ø20	9,42	2,375	10	27,0	28	1 695	220	31,5	17,2	122
G2−18	3Ø22	11,40	2,878	10	26,9	28	1 695	220	31,5	17,2	122

NOTA: Fiecare indicativ cuprinde cîte un singur element experimental.

(R_b), a rezistenţei la întindere din încovoiere (R_{ti}), a modulului de elasticitate static la compresiune (E_b) şi pentru ridicarea curbei caracteristice a betonului la solicitarea de compresiune axială.

Compoziţia betonului (pentru 1 m³) din care s-au realizat elementele experimentale a fost următoarea:

— ciment PZ 400	315 kg,
— apă	.250 l,
— nisip de rîu (0 — 3)	.320 kg,
— granulit de Mureşeni (0—3)	.255 kg,
— „ „ „ (3—7)	.195 kg,
— „ „ „ (7—15)	.515 kg.

Rezultatele încercărilor de control asupra betonului sînt înscrise în tabelele 1 şi 2 (coloanele 8—12). În aceste tabele s-a dat şi valoarea normată a rezistenţei la întindere axială luată din norme [3], în funcţie de marca betonului stabilită prin încercări.

Curba caracteristică a betonului uşor, ridicată la solicitarea de compresiune pe prisme cu dimensiunile 10 × 10 × 30 cm, este prezentată în figura 2.

Se observă din figură că betonul uşor cu granulit prezintă o deformabilitate mai pronunţată ($\bar{\varepsilon}_b = 3{,}0\permil$) şi în acelaşi timp o plasticitate mai redusă ($\bar{\lambda} = 0{,}4$) decît betonul greu. Pentru valori $\sigma_b/R_{pr} \leqslant 0{,}5$ deformaţiile neelastice ale betonului sînt neînsemnate.

Oţelul utilizat la confecţionarea armăturilor a prezentat următoarele caracteristici:

	PC 52	OB 38
— limita de curgere (kgf/mm²) . . .	30—46	22—32
— rezistenţa de rupere (kgf/mm²) . .	40—59	36—45

Trebuie remarcat că oţelul OB 38 a prezentat la încercare un palier de curgere foarte redus, alura curbei caracteristice fiind asemănătoare cu cea a unui oţel ecruisat. Este de reţinut însă faptul că normele noastre nu reglementează lungimea acestui palier.

Încercarea grinzilor s-a făcut cu ajutorul unei maşini universale tip Dr. M.B. 300 tf (fig. 3) adaptată pentru încercări la încovoiere pe deschiderea de 3,00 m. Schema de încărcare cu două forţe concentrate (fig. 1) a urmărit să stabilească o solicitare de încovoiere constantă în treimea mijlocie a grinzii.

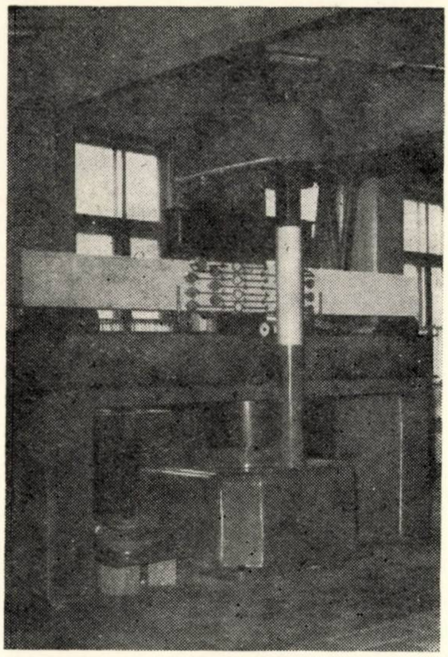


Fig. 3. Încercarea grinzilor experimentale

Măsurarea săgeților s-a făcut la mijlocul deschiderii grinzii și în dreptul forțelor cu ajutorul fleximetrelor Maximov (precizia 0,1 mm) și a comparatoarelor cu precizia 0,01 mm. Încărcarea s-a aplicat în trepte de 1/10 din sarcina prezumtivă de rupere a grinzilor. La cîte o grindă din fiecare tip aparținînd seriei 1 s-au aplicat două cicluri de încărcare : primul pînă la jumătate din sarcina de rupere prezumată, urmat de descărcare, și al doilea pînă la ruperea grinzii.

3. Rezultatele măsurătorilor

Valorile săgeții în stadiul de exploatare, măsurate la mijlocul deschiderii grinzilor, sînt date în figura 4, în funcție de procentul de armare. Stadiul de exploatare s-a considerat corespunzător unei valori a momentului încovoietor :

$$M_e = \frac{M_r}{1,8}$$

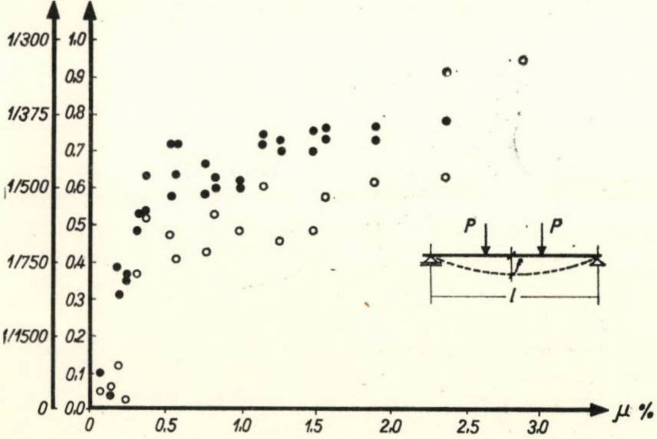


Fig. 4. Săgeata corespunzătoare stadiului de exploatare a grinzilor

● oțel PC 52, ○ oțel OB 38

în care M_r reprezintă momentul de rupere al grinzii, corespunzător sarcinii maxime aplicate asupra ei.

Este de menționat faptul că momentul încovoietor de exploatare, stabilit ca mai sus, nu diferă cu mai mult de 10% față de valoarea obținută prin împărțirea momentului încovoietor de rupere convențional (calculat cu rezistențele minime probabile ale materialelor) cu coeficientul 1,3.

Tabela 3

Valorile de calcul ale săgeților corespunzătoare stadiului de exploatare (cm)

μ (%)	Seria 1 (PC 52)			Seria 2 (OB 38)		
	STAS	CEB	CAER	STAS	CEB	CAER
0,069	0,064 0,064	0,736 0,736	0,064 0,064	0,049	0,588	0,049
0,140	0,138 0,138	0,688 0,688	0,138 0,138	0,059	0,363	0,059
0,208	0,287 0,287	0,687 0,687	0,188 0,188	0,174	0,391	0,098
0,248	0,266 0,276	0,560 0,580	0,146 0,151	0,188	0,322	0,094
0,320	0,474 0,467	0,653 0,643	0,324 0,305	0,328	0,402	0,190
0,387	0,549 0,580	0,655 0,692	0,428 0,482	0,405	0,424	0,232
0,560	0,559 0,552	0,600 0,593	0,414 0,397	0,478	0,450	0,330
0,585	0,665 0,706	0,695 0,739	0,565 0,622	0,540	0,443	0,336
0,766	0,698 0,675	0,800 0,774	0,606 0,585	0,493	0,406	0,347
0,840	0,731 0,742	0,895 0,909	0,604 0,616	0,587	0,487	0,464
1,003	0,806 0,792	0,880 0,864	0,640 0,631	0,542	0,408	0,393
1,149	0,823 0,804	1,278 1,250	0,663 0,644	0,612	0,446	0,464
1,275	0,790 0,790	1,740 1,740	0,617 0,617	0,592	0,452	0,440
1,505	0,940 0,940	1,638 1,638	0,689 0,689	0,745	0,580	0,565
1,582	1,003 0,949	1,538 1,460	0,722 0,686	0,710	0,618	0,522
1,912	0,966 1,127	— —	0,657 0,774	0,710	0,707	0,510
2,375	1,280 1,340	— —	0,786 0,820	0,987	1,245	0,665
2,878	—	—	—	1,136	3,670	0,685

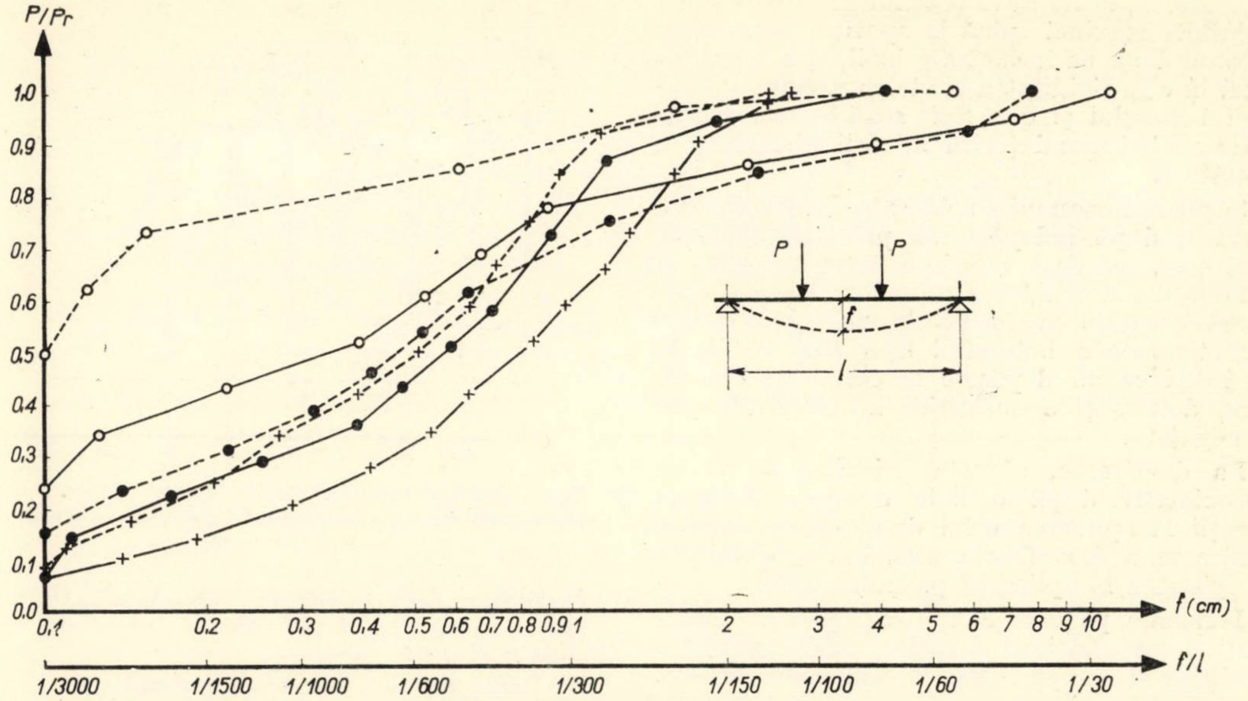


Fig. 5. Variaţia săgeţii grinzilor în funcţie de mărimea treptei de încărcare, de calitatea oţelului şi de valoarea procentului de armare

——— oţel PC 52; — — — oţel OB 38; ● $\mu=0,208\%$; ○ $\mu=0,840\%$; + $\mu=2,375\%$

Rezultă, din figură, că săgeţile în stadiul de exploatare cresc odată cu creşterea procentului de armare a grinzilor. Acest fapt s-ar putea explica printr-o rotire mai pronunţată a secţiunilor grinzii, cu toate că rigiditatea secţiunilor creşte pe măsura creşterii procentului de armare (fig. 8).

Se observă, de asemenea, că săgeţile grinzilor cu armături din oţel PC 52 sînt mai mari decît ale celor cu armături din oţel OB 38. Situaţia corespunde sub aspect calitativ cu rezultatul calculului (tabela 3) şi se explică prin influenţa mai pronunţată a calităţii oţelului asupra momentului încovoietor ce solicită secţiunea comparativ cu influenţa pe care o are asupra rigidităţii secţiunii. Spre exemplu, pentru un procent de armare $\mu = 0,766\ \%$ influenţa calităţii oţelului asupra momentului încovoietor de exploatare M_e este de 20,8%, pe cîtă vreme influenţa asupra coeficientului ψ, din relaţia de calcul al rigidităţii, este numai de 4,4%.

Săgeţile corespunzătoare stadiului de exploatare reprezintă maximum 1/315 din deschiderea grinzilor, aşa cum rezultă din figura 4.

În figura 5 se prezintă, într-un sistem semilogaritmic de coordonate, variaţia săgeţii grinzilor în funcţie de mărimea treptei de încărcare, de calitatea oţelului şi de valoarea procentului de armare. Rezultă că procentul de armare influenţează în mod diferit asupra valorii săgeţii grinzilor în stadiul de exploatare şi în cel de rupere. Pe măsură ce procentul de armare a grinzilor creşte, săgeata corespunzătoare stadiului de exploatare creşte, iar cea corespunzătoare stadiului de rupere scade (alungirea armăturii în momentul ruperii grinzii fiind şi ea mai redusă la procente mari de armare). În consecinţă, o dată cu creşterea procentului de armare, raportul dintre săgeata de rupere şi săgeata de exploatare a scăzut de la 35,2 la 2,92 pentru seria 1 şi de la 45,8 la 3,75 pentru seria 2 de grinzi.

Variaţia tipică a săgeţii în funcţie de mărimea treptei de încărcare este arătată în figura 6.

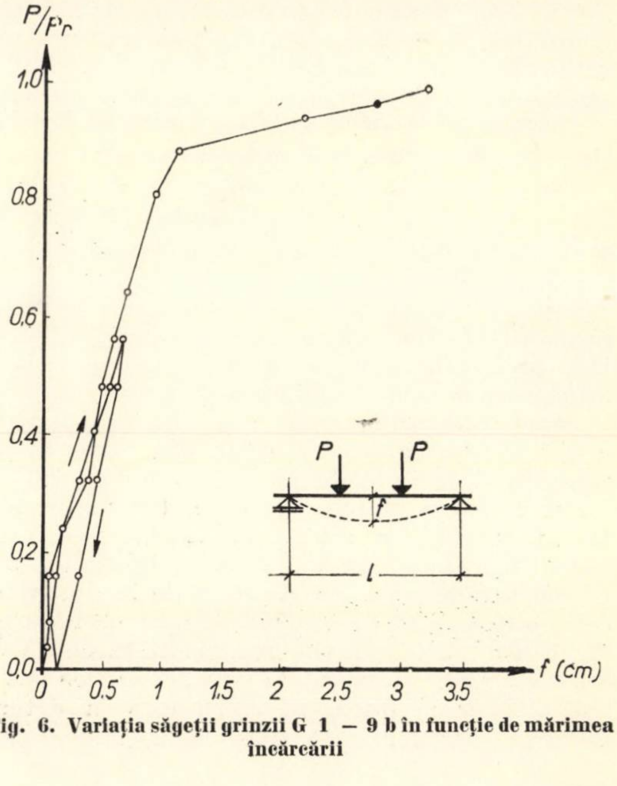


Fig. 6. Variaţia săgeţii grinzii G 1 — 9 b în funcţie de mărimea încărcării

Se remarcă, la fel ca la betonul greu, o zonă de rigiditate maximă pînă la apariția fisurilor în betonul din zona întinsă a grinzii, apoi o a doua zonă în care rigiditatea scade ca urmare a fisurării betonului și o a treia zonă în care rigiditatea scade brusc datorită intrării în curgere a armăturii.

Săgețile remanente măsurate la grinzile din seria 1, după îndepărtarea primului ciclu de încărcare, au fost cuprinse între 1/1 200 și 1/3 000 din deschiderea grinzilor. Aceasta confirmă constatarea făcută la ridicarea curbei caracteristice a betonului ușor (fig. 2) că, la încărcări ce nu depășesc sarcinile de exploatare, deformațiile neelastice ale betonului pot fi neglijate.

La descărcare, săgeata grinzilor a variat aproximativ după o linie dreaptă. Variația săgeții la aplicarea celui de-al doilea ciclu de încărcare a fost foarte asemănătoare cu cea înregistrată la aplicarea primului ciclu.

Influența pe care a avut-o repetarea încărcării asupra mărimii săgeților, corespunzătoare stadiului de exploatare, a fost neînsemnată.

4. Calculul rigidității grinzilor de beton ușor

După normele și recomandările de calcul pentru elementele de beton ușor armat [2], [4], [7] și [8], rigiditatea la încovoiere se calculează cu relațiile de la betonul greu, luînd în considerare o valoare mai redusă pentru modulul de elasticitate al betonului.

Relația de calcul al rigidității elementelor solicitate la încovoiere după STAS 8000 – 67 [3] ține seamă de participarea betonului întins dintre fisuri la preluarea eforturilor (prin coeficientul $\psi < 1$) și de comportarea neelastică a betonului (prin coeficientul de echivalență $n' > n$), deși se admite o diagramă triunghiulară de eforturi în betonul comprimat.

Săgețile grinzilor calculate cu această relație sînt trecute în tabela 3, coloanele 2 și 5.

Pentru cazurile în care momentul de exploatare era mai mic decît momentul de apariție a fisurilor, rigiditatea s-a calculat pentru întreaga secțiune echivalentă a elementelor.

Metoda aproximativă de calcul al rigidității elementelor încovoiate, recomandată de CEB [1], aplicabilă pentru procente mecanice de armătură $\varpi \leqslant 0{,}25$ (adică pentru $\mu \leqslant 0{,}766\%$ în cazul armăturilor din oțel PC 52 și pentru $\mu \leqslant 1{,}505\ \%$ în cazul celor din OB 38) și, prezentînd un grad de aproximație de $\pm$ 20%, nu ține seamă de participarea betonului întins pe porțiunea dintre fisuri la preluarea eforturilor și admite o diagramă triunghiulară de eforturi în zona comprimată de beton. Spre deosebire de metoda propusă de normele noastre de calcul [3], metoda recomandată de CEB operează cu rezistențele caracteristice ale materialelor și duce, în consecință, la determinarea săgeții maxime posibile a elementelor în stadiul de exploatare. Valorile săgeților calculate după această metodă sînt trecute în coloanele 3 și 6 din tabela 3.

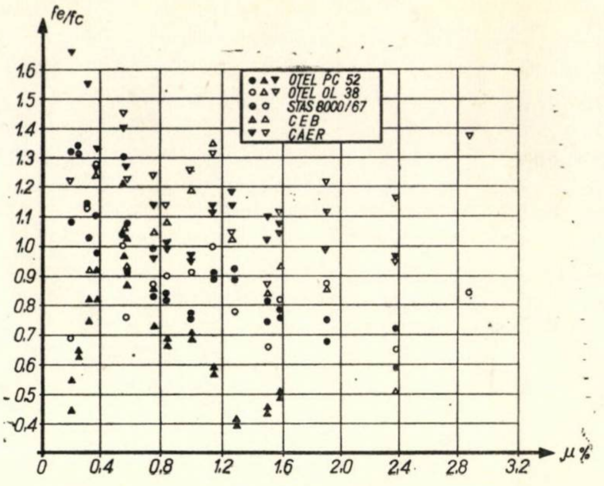


Fig. 7. Valorile raportului dintre săgeata măsurată (f_e) și săgeata calculată (f_c) în funcție de procentul de armare și de calitatea oțelului

CAER recomandă [2] o metodă de calcul al rigidității elementelor solicitate la încovoiere asemănătoare cu cea dată de normele sovietice [8] și aplicabilă la betoane cu densități aparente de peste 1 800 kg/m³. La calculul rigidității după această metodă se ține seamă de participarea betonului întins dintre fisuri la preluarea eforturilor și de deformațiile neelastice ale betonului, fără a se preciza forma diagramei de eforturi din zona comprimată a elementelor. Datorită numărului mare de coeficienți care intră în relațiile de calcul, metoda CAER este destul de laborioasă în comparație cu celelalte.

Valorile săgeților calculate după această metodă, admițînd o diagramă triunghiulară de eforturi în betonul comprimat, sînt date în tabela 3, coloanele 4 și 7. Pentru cazurile în care momentul de exploatare era mai mic decît momentul de apariție a fisurilor, rigiditatea

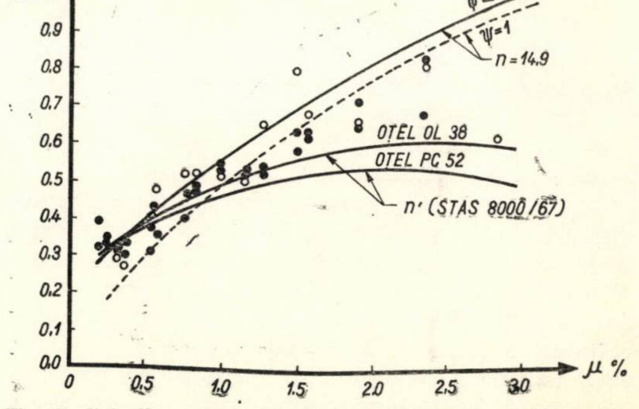


Fig. 8. Valorile experimentale și de calcul ale rigidității la încovoiere pentru diferite procente de armare a grinzilor.

● Valori experimentale PC 52

○ Valori experimentale OB 38

s-a calculat considerînd că zona întinsă de beton a elementelor este nefisurată.

În figura 7 se dau valorile raportului dintre săgeata măsurată (f_e) şi săgeata calculată (f_c) după [1], [2], [3], în funcţie de mărimea procentului de armare şi de calitatea oţelului. Din datele cuprinse în tabela 3 şi figura 7 rezultă că, în condiţiile de calcul şi de interpretare a datelor experimentale prezentate anterior, împrăştierea raporturilor dintre săgeţile experimentale şi cele calculate f_e/f_c este relativ mare pentru toate cele trei metode de calcul utilizate. În ansamblu, corespondenţa cu datele experimentale este mai bună pentru calculele efectuate conform STAS 8000/1967 ($f_e/f_c =$ $= 0{,}59 - 1{,}34$, faţă de $0{,}88 - 1{,}67$, deci cu predominarea situaţiilor descoperitoare, la recomandările CAER, respectiv $0{,}4 - 1{,}35$ la recomandările CEB).

Pe baza rezultatelor experimentale s-au dedus valorile rigidităţii la încovoiere a grinzilor şi s-au reprezentat în figura 8, pentru diferite procente de armare, comparativ cu valorile rigidităţii calculate după STAS 8000 – 67 [3] (curbele corespunzătoare coeficientului de echivalenţă n'), precum şi cu cele corespunzătoare unei comportări elastice (curbele corespunzătoare coeficientului de echivalenţă n), luînd în considerare ($\psi < 1$) sau neglijînd ($\psi = 1$) aportul betonului întins dintre fisuri la preluarea eforturilor. Dată fiind influenţa redusă a calităţii materialelor asupra rigidităţii la încovoiere a grinzilor, calculul elastic s-a efectuat pentru o calitate medie de beton şi oţel ($n = 14{,}9$).

Din figură rezultă că rigidităţile deduse pe cale experimentală se situează între valorile calculate în ipoteza comportării elastice şi a celei elasto-plastice a betonului. Aceasta denotă o comportare neelastică mai puţin pronunţată a betonului uşor în comparaţie cu a celui greu (v. şi fig. 2).

Precizarea funcţiei de variaţie a rigidităţii la încovoiere a elementelor din beton uşor armat în raport cu valoarea procentului de armare comportă un număr sporit de încercări, mai cu seamă în domeniul procentelor mari de armare.

Ar fi indicat să se studieze în continuare posibilitatea unei mai bune adaptări a metodei de calcul al rigidităţii grinzilor sub încărcări de scurtă durată în funcţie de particularităţile de comportare sub sarcini a betonului uşor de granulit.

5. Concluzii

Săgeata măsurată la mijlocul deschiderii grinzilor creşte cu sporirea procentului de armare, în stadiul de exploatare, şi scade cu sporirea procentului de armare, în stadiul de rupere.

Săgeţile corespunzătoare stadiului de exploatare sînt mai mari la grinzile armate cu bare cu profil periodic (PC 52) decît la cele armate cu bare netede (OB 38). În toate cazurile, aceste săgeţi (corespunzînd unui raport $l/h = 10$) nu depăşesc 1/315 din deschiderea grinzilor.

Calculul rigidităţii la încovoiere a grinzilor din beton uşor armat cu relaţiile de la betonul greu, prin simpla reducere a modulului de elasticitate al betonului, nu asigură o concordanţă satisfăcătoare cu rezultatele experimentale. Acest fapt justifică necesitatea adaptării metodei de calcul al rigidităţii grinzilor încovoiate, sub încărcări de scurtă durată, în funcţie de particularităţile de comportare sub sarcini a betonului uşor de granulit.

Bibliografie

[1] Comité Européen du Béton (CEB): *Recommandation pratiques unifiées pour le calcul et l'éxécution des ouvrages en béton armé.* Paris, 1964.

[2] Consiliul de Ajutor Economic Reciproc (CAER): *Norme de proiectare pentru elementele de construcţii din beton şi beton armat* (R.S. 119–64), Buletinul CSCAS nr. 10–11/1967.

[3] * * * STAS 8000–67: *Calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat. Metoda la stări limită*

[4] INCERC: *Normativ experimental pentru proiectarea şi executarea elementelor de construcţii din beton armat cu agregate de granulit.* Redactarea I, decembrie 1962.

[5] Maldague J. C.: *Détermination expérimentale des lois moments — courbures des poutres en béton armé.* Annales ITBTP, mai 1965, nr. 209.

[6] Maldague J. C.: *Étude des déformations des poutres d'éssais en béton d'argile expansée.* Annales ITBTP, martie — aprilie 1967, nr. 231–232.

[7] Short A.: *The CEB recommendations and the structural use of lightweight concrete.* Current Paper 9/68, Building Research Station.

[8] * * * *Строительные нормы и правила, часть II в СНИП В II* 1–62), Госстройиздат, Москва, 1962.

[9] Tertea I. şi Oneţ T.: *Influenţa contractiei şi a curgerii lente asupra săgeţii grinzilor din beton uşor armat.* Comunicare la Sesiunea ştiinţifică a cadrelor didactice de la Institutul politehnic Cluj, 10–12 oct. 1968

DEFECTE ŞI DEFECTOSCOPIA GAMMA LA FUNDAŢIILE REZERVOARELOR SFERICE DE MARE CAPACITATE PENTRU GAZE PETROLIERE LICHEFIATE

Ing. Gh. Bănuleasa

dr. ing. A. Pavel

Către sfîrşitul anului 1969 au fost date în exploatare mai multe noi rezervoare sferice cu manta simplă, avînd o capacitate nominală de depozitare a gazelor petroliere lichefiate (GPL) de 1 000 m^3, construite de Uzina 23 August din Bucureşti şi montate de Intreprinderea de montaje Bucureşti (I.M.B.) în cadrul Combinatului petrochimic Piteşti. Caracteristicile principale ale acestor rezervoare sînt indicate în tabela 1 şi în figura 1. Mantaua rezervoarelor sferice respective cuprinde şase zone şi două calote, îmbinate între ele (în condiţii de şantier) prin cusături sudate, cuprinse în planul ecuatorial şi în planuri paralele cu planul ecuatorial. Fiecare zonă este alcătuită (de asemenea în condiţii de şantier) dintr-un număr determinat de segmenţi compuşi realizaţi în uzină, aşa cum rezultă din tabela 2, fiecare din aceştia cuprinzînd cîte doi sau trei segmenţi simpli. Calotele sferice sînt executate în uzină din cîte trei segmenţi. Cei zece stîlpi metalici de susţinere ai fiecărui rezervor sferic au fost executaţi din ţeavă $D_e \times s = 558{,}5 \times$ $\times\ 12{,}5$ mm, fiind prevăzuţi cu urechi de prindere a întinzătoarelor şi cu cîte patru nervuri de rigidizare a plăcii de rezemare pe fundaţie. Pe înălţimea de circa 3 780 mm de la baza lor (adică pînă la circa 250 mm sub urechea superioară de prindere a întinzătoarelor), stîlpii metalici de susţinere sînt prevăzuţi cu izolaţie antifoc, cu grosimea de maximum 50 mm, stratul izolant respectiv fiind individual protejat la partea superioară prin intermediul unei apărători-streaşină de tablă sudată de stîlpi.

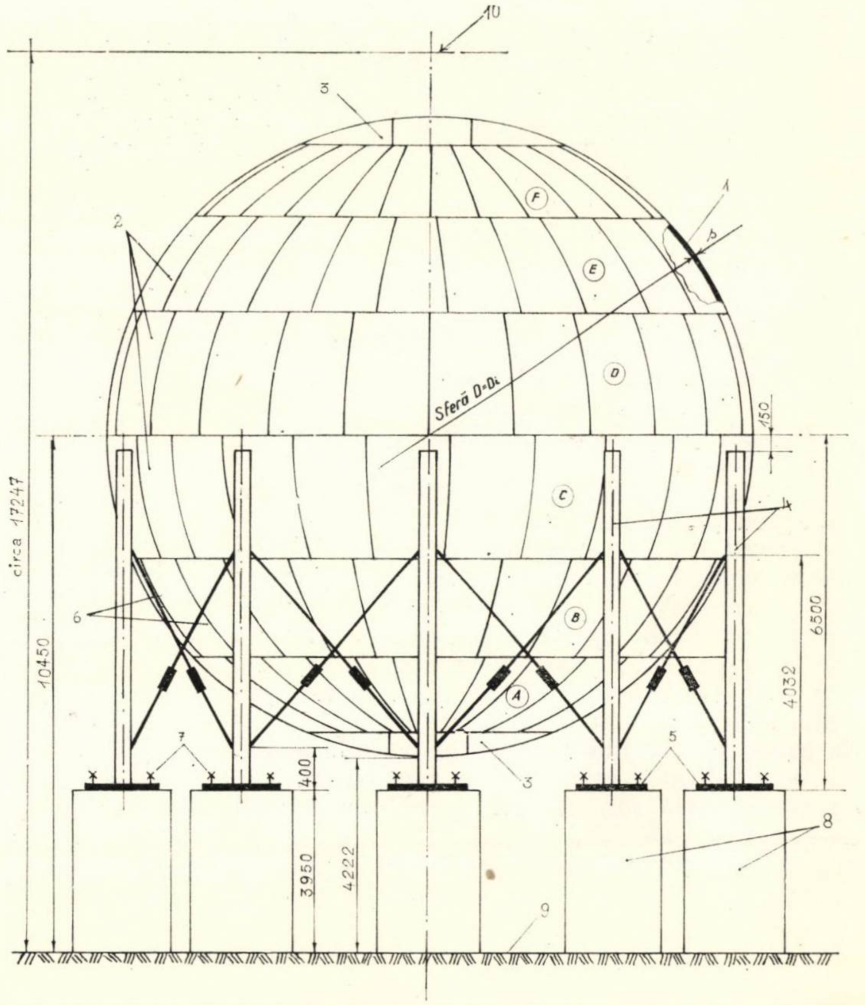


Fig. 1. Rezervor sferic de 1 000 m^3 pentru depozitarea gazelor petroliere lichefiate (GPL):

1 — mantaua sferică ; 2 — zonele mantalei ; 3 — calotele mantalei ; 4 — stîlpii metalici (picioarele) de susţinere ; 5 — plăcile de rezemare pe fundaţie (tălpile picioarelor) ; 6 — întinzătoarele (tiranţii, tendoanele) ; 7 — buloanele de ancoraj ; 8 — stîlpii din beton armat ; 9 — cota terenului natural ; 10 — punctul cel mai înalt aparţinînd construcţiei metalice a rezervorului

Tabela 1

Caracteristicile principale ale rezervoarelor sferice (cu manta simplă) cu capacitatea nominală de depozitare V = 1 000 m^3 pentru GPL

Caracteristici	Gazele lichefiate depozitate		
	Propilenă	Butilenă	Butadienă
Materialul * mantalei sferice	BH51S	FB50AK	FB50AK
Diametrul interior $D = D_i$, mm	12 400	12 400	12 400
Coeficientul global de siguranță față de limita tehnică de curgere c_c	1,8	1,8	1,8
Coeficientul de rezistență al cusăturilor sudate φ	0,85	0,85	0,85
Adaosul tehnologic c_2, mm	2	2	2
Adaosul de coroziune c_1, mm	1	1	1
Grosimea mantalei sferice s, mm	28	20	20
Suprapresiunea maximă de lucru în condiții normale de exploatare p, kgf/cm^2	8	4	4
Suprapresiunea maximă de calcul (care se poansonează pe placa de timbru) p_c, kgf/cm^2	16,7	6,6	6,6
Suprapresiunea la încercarea la rece p_p, kgf/cm^2:			
— hidraulică	25	10	10
— pneumatică	17	7	7
Suprapresiunea de reglare p_r a supapei de siguranță, kgf/cm^2:			
— de control	max. 17	7,2	7,2
— de lucru	max. 8	$<7{,}2$	$<7{,}2$
Temperatura t de depozitare a GPL, °C:			
— maximă	+40	+40	+40
— minimă	−43	−30	−30
Gradul de umplere, % din V	85	90	90
Modul de rezemare	subecuatorială, pe stîlpi multipli verticali		
Numărul stîlpilor de susținere n, buc.	10	10	10
Rezistența admisibilă a betonului σ_{ab}, kgf/cm^2	65	65	65
Gradul de intensitate seismică, conform STAS 2923−63, pentru care a fost calculat rezervorul	8	8	8
Presiunea dinamică de bază, conform STAS 946−56, pentru care a fost calculat rezervorul, kgf/m^2	57	57	57
Încărcarea cu zăpadă q_z, conform STAS 946−56, kgf/m^2	100	100	100

* Materialele de bază (table) folosite la executarea rezervoarelor sferice au fost următoarele oțeluri germane: BH51S și FB50AK pentru rezervoarele cu $p_C = 16{,}7$ kgf/cm^2; FB50AK și St. 52−4 pentru rezervoarele cu $p_C = 6{,}6$ kgf/cm^2.

Toate rezervoarele sînt prevăzute cu scări de acces și de salvare (incendiu), cu podețe și platforme de odihnă și de lucru, cu sisteme de protecție etc., fiind echipate cu armături, dispozitive, aparatură de măsură și control etc., în strictă conformitate cu prevederile instrucțiunilor ISCIR C 25−67 și C 26−67. Întrucît funcționarea rezervoarelor sferice respective, la temperaturi mai mari de +40°C, este categoric interzisă prin instrucțiunile de exploatare elaborate de către Uzina 23 August din București, fiecare rezervor a fost echipat la partea sa superioară cu un sistem de răcire prin deversarea liniștită a apei și scurgerea liberă a acesteia pe manta.

Funcționarea într-un regim de exploatare bine stabilit a tuturor rezervoarelor sferice este complet automatizată, valorile tuturor parametrilor de exploatare transmițîndu-se prin telecomandă la postul central de dispecerat. Aceasta nu exclude însă necesitatea instalării unor puncte speciale de pază, supraveghere, observație, control etc.

Avînd în vedere inflamabilitatea și deci gradul ridicat de periculozitate al GPL depozitate, zona de amplasare a rezervoarelor sferice a fost fixată la o distanță corespunzătoare de instalațiile tehnologice și de grupurile auxiliare, rezervoarele fiind amplasate, separat sau în grupuri — conform normativelor republicane de securitate și pază contra incendiilor — în incinte precis delimitate, cu platforme betonate, prevăzute cu rigole de scurgere și bazine de captare, în scopul limitării, în caz de avarie, a spațiilor de împrăștiere și contaminare cu GPL. Pentru limitarea, localizarea și combaterea eventualelor incendii, proiectantul general (IPROCHIM București) a prevăzut instalații adecvate.

Proiectul de execuție pentru fundațiile rezervoarelor sferice a fost elaborat de către IPROCHIM București, pe baza studiului geotehnic întocmit de Institutul de studii, prospecțiuni și îmbunătățiri funciare. Studiul respectiv menționa existența argilei cafenii-negre contractile pînă la adîncimea de 2,0 — 2,5 m, acest tip de pămînt prezentînd tendințe mari de umflare și contracții (limită de contracție 4 — 7%), variații foarte mari de volum și aviditate pronunțată pentru apă. În consecință, prin proiectul de execuție s-a precizat că fundațiile rezervoarelor sferice vor fi coborîte cel puțin pînă la stratul de argilă galbenă-cafenie, care se găsește la adîncimea de 2,0 — 2,8 m față de cota

Tabela 2

Numărul de segmenți pe zone pentru mantaua rezervoarelor sferice de 1 000 m^3

Zona (fig. 1)	Numărul total de segmenți simpli	Numărul total de segmenți compuși
A	20	10
B	30	10
C	30	10
D	30	10
E	30	10
F	20	10

Observație — Pentru sudarea pe șantier a elementelor de manta (segmenți, calote etc.) au fost folosiți electrozi bazici Tenacito 70 pentru rezervoarele sferice cu $p_C = 16{,}7$ kgf/cm^2 și electrozi bazici calcaroși Böhler Fox EV 50 pentru rezervoarele sferice cu $p_C = 6{,}6$ kgf/m^2.

terenului natural, fiind preferată fundarea pe stratul de bolovăniş, pietriş şi nisip, care se găseşte la adîncimea de 2,15—4,70 m faţă de cota terenului natural.

Fundaţia (fig. 2) proiectată de către IPROCHIM Bucureşti pentru rezervoarele sferice este alcătuită din zece stîlpi din beton armat cu secţiunea pătrată avînd latura de 1,2 m. La baza stîlpilor s-a prevăzut un inel din beton armat — inel de încastrare —, care se reazemă solidar pe un inel de egalizare din beton ciclopean. Ambele inele au o lăţime de 1,5 m. Înălţimea inelului de încastrare este de 1,5 m, iar înălţimea inelului de egalizare este cea corespunzătoare condiţiilor de fundare corectă menţionate anterior. La partea superioară a stîlpilor din beton armat s-a prevăzut o centură de rigidizare, de asemenea din beton armat, cu secţiunea pătrată, avînd latura de 0,40 m. Conform proiectului, stîlpii, inelul de încastrare şi centura de rigidizare s-au executat din beton armat marca B 200, iar inelul de egalizare s-a executat din beton simplu marca B 90. Armătura de rezistenţă s-a prevăzut să fie executată din oţel beton PC 52 Ø 25 mm pentru stîlpi şi inelul de încastrare şi Ø 16 mm pentru centura de rigidizare; etrierii stîlpilor şi ai inelului de încastrare din oţel-beton OL 38 Ø 12 mm, iar agrafele inelului de încastrare şi etrierii centurii de rigidizare din oţel-beton OL 38 Ø 8 mm. Distanţa dintre etrierii stîlpilor s-a stabilit la 35 cm.

La partea superioară a stîlpilor din beton armat au fost prevăzute găuri pentru buloanele de ancoraj. La proiectarea acestor găuri s-a luat în consideraţie posibilitatea unei deplasări

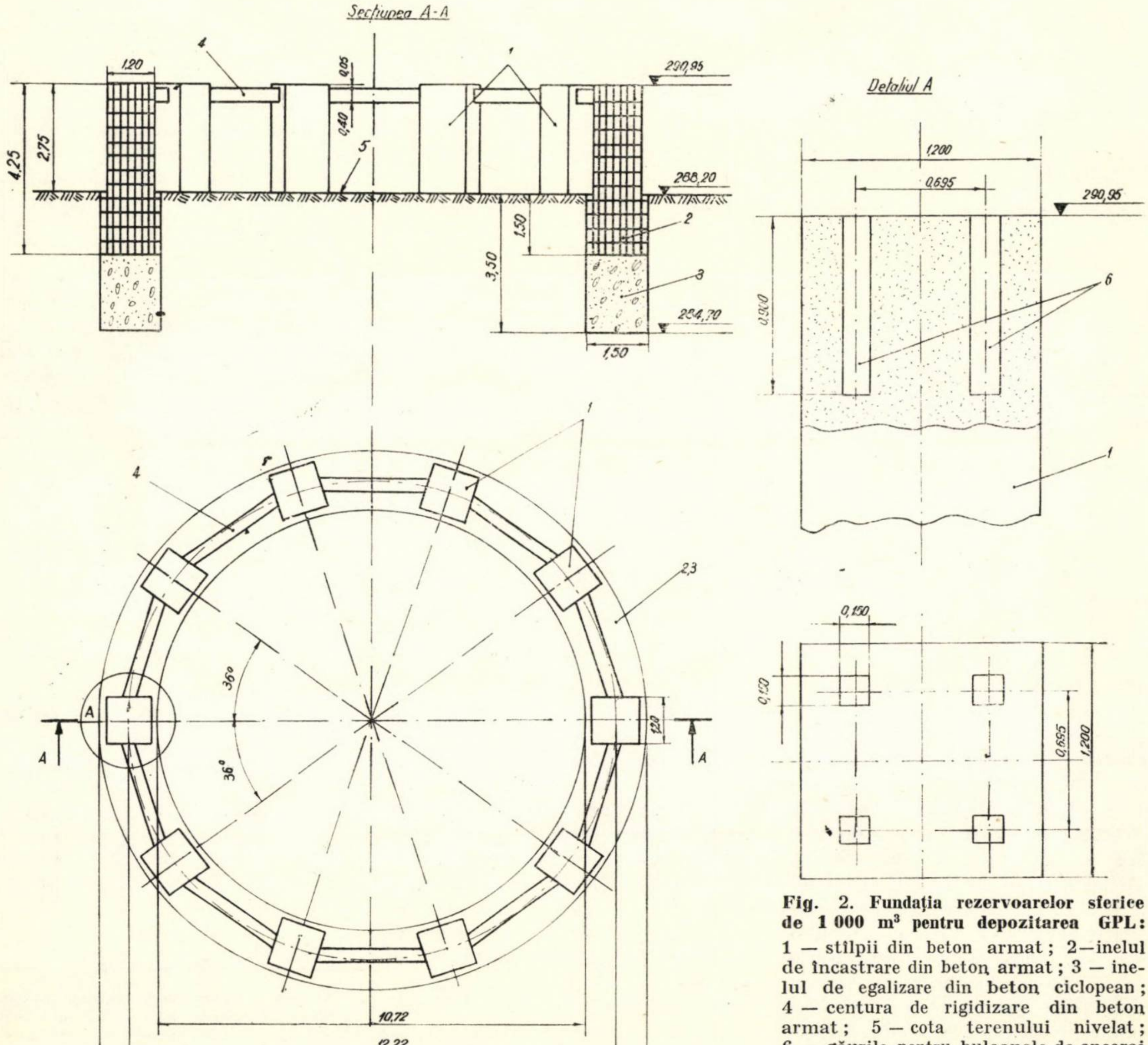


Fig. 2. Fundaţia rezervoarelor sferice de 1 000 m³ pentru depozitarea GPL:
1 — stîlpii din beton armat; 2—inelul de încastrare din beton armat; 3 — inelul de egalizare din beton ciclopean; 4 — centura de rigidizare din beton armat; 5 — cota terenului nivelat; 6 — găurile pentru buloanele de ancoraj

Observaţie – Dimensiunile şi cotele faţă de nivelul mării sînt indicate în metri.

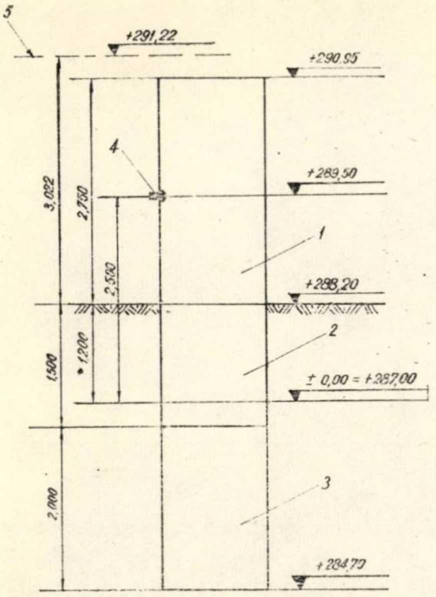


Fig. 3. Cotele (în m) faţă de nivelul mării şi înălţimile caracteristice (în m) ale stîlpilor din beton armat :

1 — stîlpul propriu-zis ; 2 — inelul de încastrare din beton armat, care include şi porţiunea ascunsă a stîlpului ; 3 — inelul de egalizare din beton ciclopean ; 4 — reperul pentru controlul tasărilor ; 5 — cota cea mai coborîtă a rezervorului sferic

Tabela 4

Cotele faţă de nivelul mării şi înălţimile caracteristice ale stîlpilor din beton armat (fig. 3)

Cote faţă de nivelul mării, m		Înălţimi caracteristice, m	
Cota terenului natural considerată cotă de referinţă (±0,00)	287,00	Înălţimea stratului de umplutură faţă de cota ±0,00	1,20
Cota cea mai coborîtă a rezervorului sferic	291,22	Înălţimea stîlpului din beton armat faţă de cota ±0,00	3,95
Cota nivelului superior al stîlpilor din beton armat	290,95	Înălţimea stîlpului din beton armat faţă de cota terenului nivelat	2,75
Cota reperelor pentru controlul tasărilor	289,50	Înălţimea porţiunii ascunse a stîlpului din beton armat faţă de cota terenului nivelat	1,50
Cota terenului nivelat	288,20	Adîncimea de fundare faţă de cota terenului nivelat	3,50
Cota de fundare	284,70		

în orice direcţie, în plan orizontal, a buloanelor de ancoraj, cu 50 mm faţă de poziţionarea geometrică iniţială a axei lor.

Structura fundaţiei rezervoarelor sferice a fost dimensionată pentru preluarea sarcinilor principale indicate în tabela 3. Cotele faţă de nivelul mării, avute în vedere la întocmirea proiectului de execuţie a fundaţiilor, şi înălţimile caracteristice ale stîlpilor din beton armat, sînt indicate în figura 3 şi tabela 4. Se menţionează că, prin proiect, s-a prevăzut ca, în timpul turnării fundaţiilor, pe fiecare stîlp din beton armat să fie materializată cota +2,50 (respectiv +289,50), aceasta urmînd să fie folosită drept reper pentru urmărirea evoluţiei proceselor de tasare a fundaţiilor, atît în timpul încercării hidraulice de scurtă durată a rezervoarelor, cît şi în timpul exploatării lor îndelungate.

Deşi literatura tehnică de specialitate prezintă fundaţiile din beton armat ca fiind lucrări de o deosebită importanţă şi complexitate tehnică şi precizează fără echivoc condiţiile execuţiei corespunzătoare din punct de vedere calitativ a acestora, la fundaţiile rezervoarelor sferice menţionate au apărut numeroase defecte de execuţie, ca rezultat al neaplicării unor măsuri tehnico-organizatorice adecvate şi al nerespectării unor norme şi prescripţii tehnice specifice. Astfel, lucrările respective de fundaţii nu au fost tratate şi executate de către Intreprinderea de construcţii şi montaj (I.C.M.) Piteşti ca *lucrări speciale* necesitînd o bună pregătire prealabilă tehnico-organizatorică. De asemenea, ele nu au fost supraveghiate competent şi permanent, ceea ce a dus la nerespectarea proiectului de execuţie şi a tehnologiilor de lucru prescrise. Ca urmare, fundaţiile rezervoarelor sferice au fost executate necorespunzător din punct de vedere calitativ, aceasta punînd sub semnul întrebării comportarea în timp, sub sarcină, în condiţiile unei depline securităţi, a rezervoarelor sferice şi impunînd deci costisitoare remedieri ulterioare la fundaţii.

Tabela 3

Sarcinile masice principale considerate la dimensionarea structurii fundaţiei rezervoarelor sferice

Denumirea sarcinii masice	Valoarea sarcinii masice, tf	
	în condiţiile încercării hidraulice*	în condiţiile exploatării normale
Greutatea proprie a rezervorului	90,00	90,00
Greutatea amenajărilor exterioare (scări, podeţe, platforme etc.)	7,58	7,58
Sarcina corespunzătoare încărcării cu zăpadă	—	12,50
Sarcina maximă corespunzătoare mediului lichid aflat în rezervor	1000,00	660,00

* Încercarea hidraulică s-a prevăzut să fie făcută cu apă, conform instrucţiunilor ISCIR în vigoare.

Dintre abaterile flagrante şi sistematice de la proiectul de execuţie menţionăm următoarele (fig. 4) :

— cotele superioare reale ale fundaţiilor rezervoarelor sferice au fost mult diferite de cele prevăzute în proiect ;

— toţi stîlpii din beton armat şi centura de rigidizare au prezentat grave defecţiuni de execuţie (segregări masive generalizate, segregări locale, rosturi de turnare, armături descoperite etc.) care au afectat peste 60% din suprafaţa totală a acestora ; la aceste elemente, segregările s-au extins în adîncime pînă la 30 — 40 cm ;

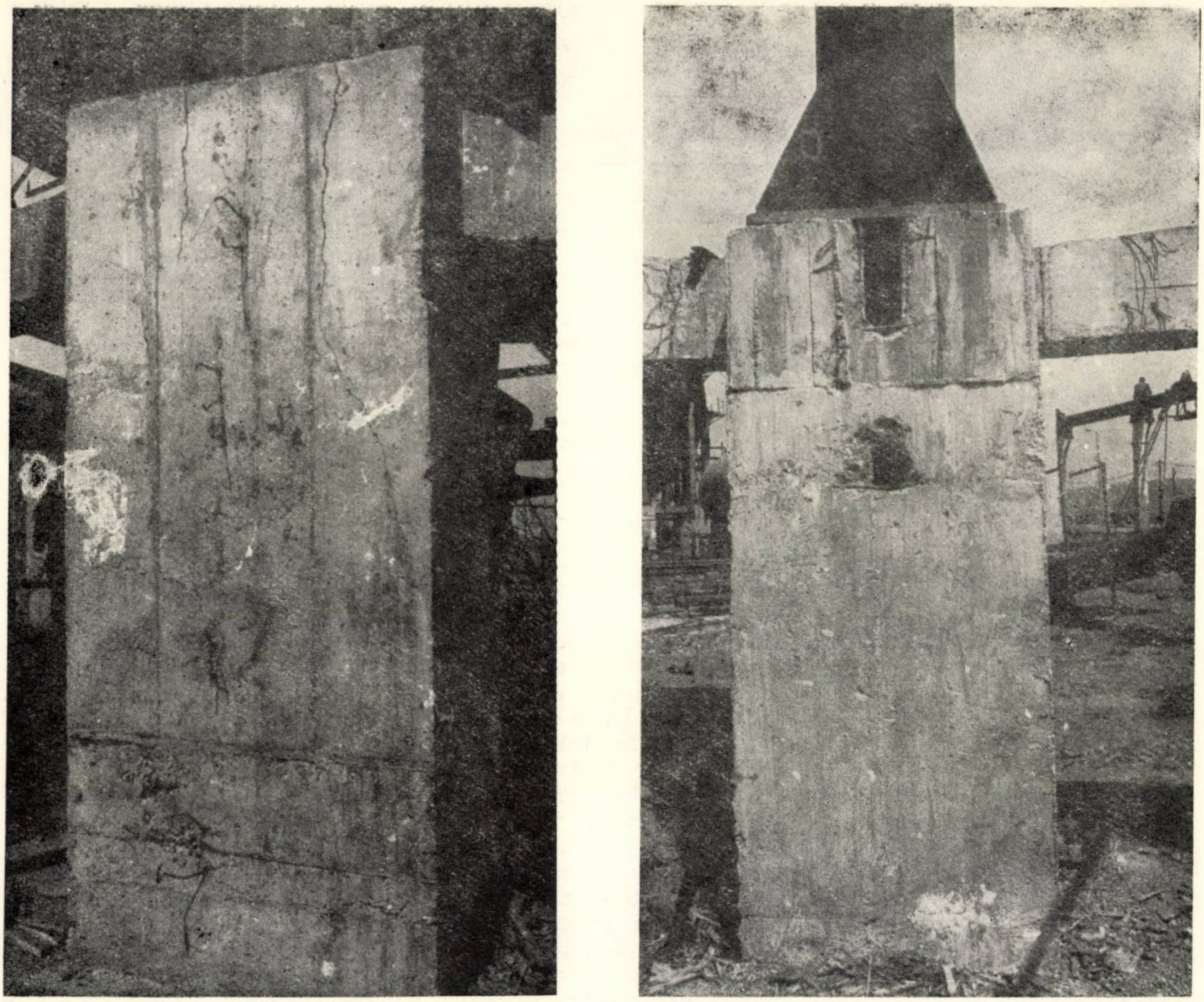

a b

Fig. 4. Defecte de execuţie la fundaţiile rezervoarelor sferice

— la majoritatea stîlpilor din beton armat, etrierii (pătraţi, octogonali) au lipsit parţial la partea lor superioară, iar la 20 de stîlpi, etrierii octogonali nu au fost montaţi pe întreaga lor înălţime;

— distanţa dintre etrieri nu a fost respectată în marea majoritate a cazurilor;

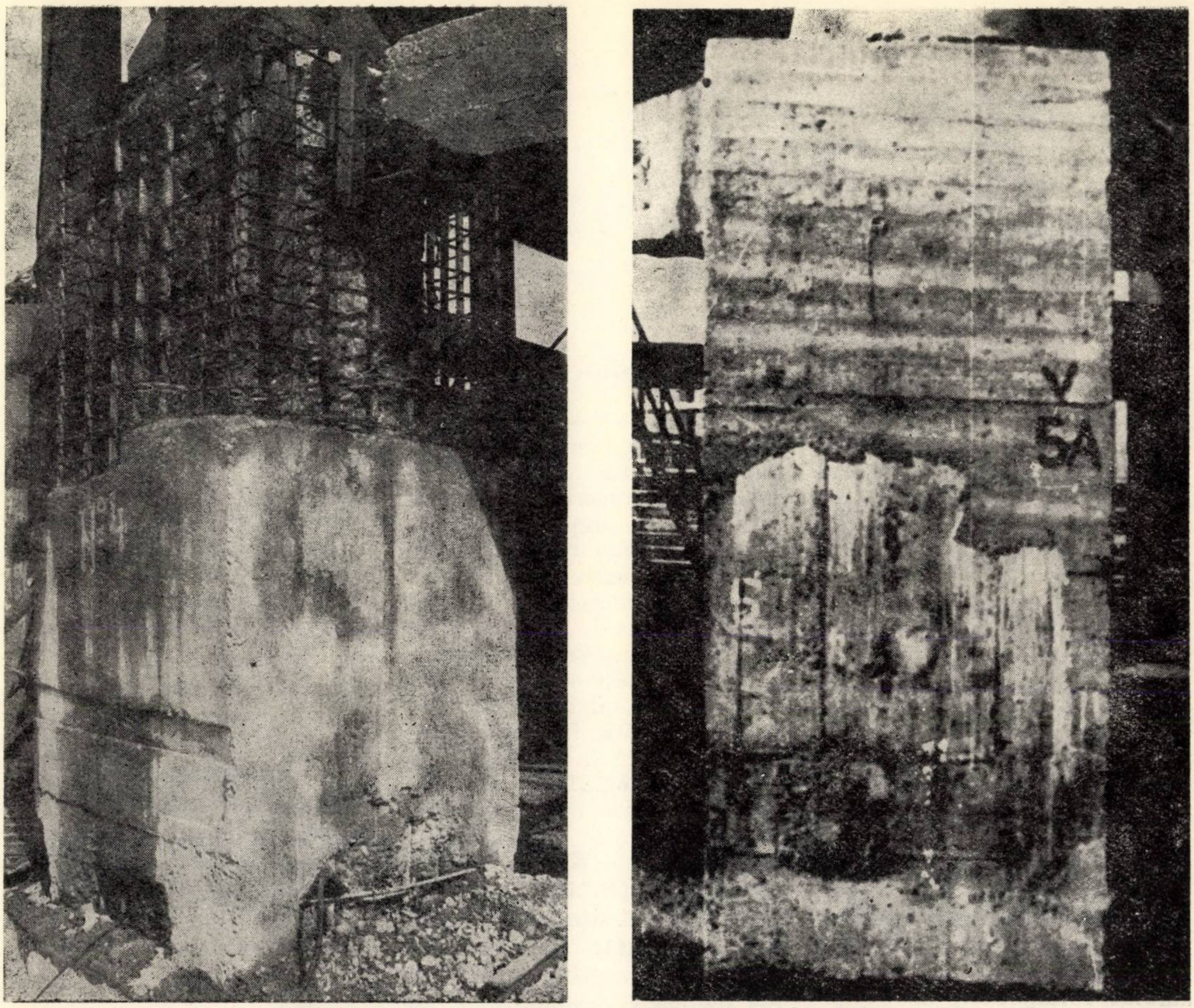
— la un număr mare de stîlpi din beton armat, găurile pentru buloanele de ancoraj au avut abateri de la axă de ± 90 mm faţă de poziţionarea lor geometric corectă;

— găurile pentru buloanele de ancoraj ale tuturor stîlpilor (fig. 2) nu au fost protejate în scopul prevenirii acumulării şi îngheţării apei în ele, ceea ce a dus la fisurarea părţii superioare a stîlpilor, fisurile formate ajungînd în unele cazuri la lungimi de pînă la un metru;

— pregătirea găurilor pentru buloanele de ancoraj s-a făcut necorespunzător, în acestea rămînînd resturi de cofraje şi carton asfaltat care, ulterior, au împiedicat executarea conform proiectului a dispozitivelor de ancorare la fundaţie a rezervoarelor sferice.

Evident, în condiţiile acţiunii sarcinilor statice şi dinamice, lipsa etrierilor la partea superioară a stîlpilor din beton armat şi poziţionarea lor incorectă pe înălţimea stîlpilor, cumulată cu existenţa celorlalte defecte semnalate, ar fi putut duce la distrugerea betonului din capul stîlpilor, la cedarea prin flambaj a armăturilor de rezistenţă verticale şi, în consecinţă, la distrugerea betonului. Aceasta ar fi periclitat stabilitatea, rezistenţa şi integritatea rezervoarelor sferice. În această situaţie a apărut deci ca inevitabilă necesitatea stabilirii certe, atît a numărului, cît şi a poziţiei reale a etrierilor pe întreaga înălţime a stîlpilor din beton armat gata executaţi. Pentru rezolvarea acestor probleme a fost adoptată metoda controlului nedistructiv prin radiografiere gamma.

Au fost folosite în acest scop: o sursă de radiaţii gamma de Ir^{192} cu activitatea de 13 Ci şi



c

d

Fig. 4. Defecte de execuţie la fundaţiile rezervoarelor sferice.

pelicule radiografice format 10 × 24 cm. Întrucît iradierea transversală a stîlpilor din beton armat ar fi dus la o mare atenuare a radiaţiilor din cauza dimensiunilor mari ale secţiunii stîlpilor, a fost necesară stabilirea unei geometrii de iradiere care să permită obţinerea într-un timp corespunzător de scurt a unor radiografii concludente. În acest scop s-a procedat la iradierea pe colţ a stîlpilor, unghiul solid de iradiere cuprinzînd

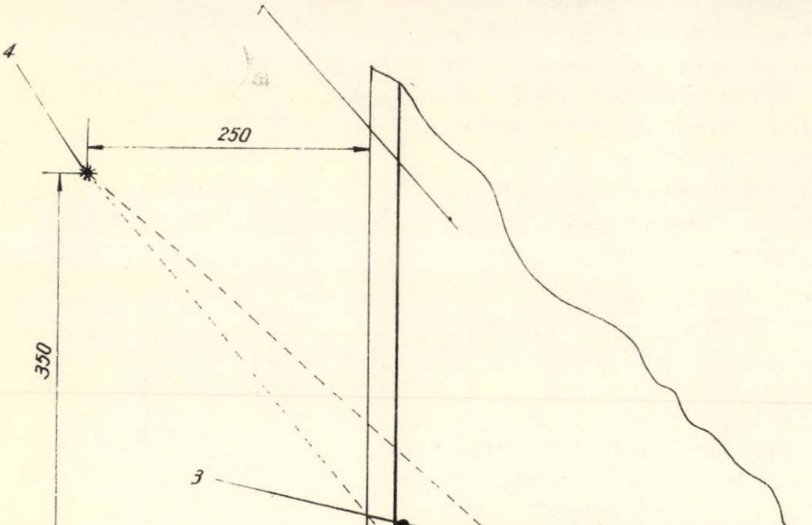


Fig. 5. Schema de gammagrafiere (dimensiuni în mm):

1 — stîlpul din beton armat; 2 — etrierul patrat; 3 — armătura (verticală) de rezistenţă; 4 — sursa de radiaţii gamma; 5 — pelicula radiografică

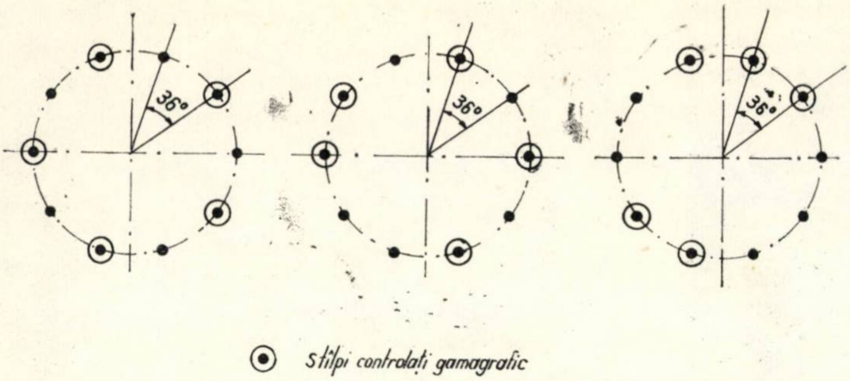


Fig. 6. Alternative reprezentative de alegere a stîlpilor din beton armat în vederea efectuării controlului gammagrafic

la fiecare expunere elementele de armătură care au interesat. Schema de gammagrafiere, corespunzătoare geometriei de iradiere adoptate, este indicată în figura 5.

Controlul gammagrafic pentru fundaţia fiecărui rezervor sferic s-a efectuat la 50% din numărul total al stîlpilor din beton armat. Luînd în consideraţie natura şi direcţia sarcinilor orizontale şi avînd în vedere că toţi stîlpii din beton armat prezentau defecte vizibile de execuţie (segregări, rosturi de turnare, abateri de la planeitate etc.), alegerea pentru controlul gammagrafic a stîlpilor s-a făcut astfel încît cel puţin un stîlp controlat (primul fiind stabilit întîmplător) să se găsească într-un sector de 90 — 120°, cuprins în planul de rezemare. Pentru exemplificare, în figura 6 sînt indicate trei dintre cele mai reprezentative alternative de alegere a stîlpilor controlaţi gammagrafic.

Pentru a obţine imagini cu un grad de deformabilitate minim şi cu înnegrire uniformă, iradierea pe înălţime a fiecărui stîlp controlat s-a făcut succesiv, de la bază (cota terenului nivelat — fig. 3) către partea sa superioară. La fiecare iradiere s-au folosit cîte două pelicule radiografice puse cap la cap, aplicate direct pe suprafaţa stîlpului şi avînd latura mare (24 cm) orientată vertical. Aşezarea peliculelor s-a făcut astfel încît bisectoarea unghiului solid de iradiere intersecta cîmpul peliculelor în centrul său geometric. În scopul menţinerii aceleiaşi geometrii de iradiere pentru toate expunerile, prin intermediul unui dispozitiv adecvat a fost asigurată atît deplasarea corespunzătoare pe verticală a sursei de radiaţii gamma, cît şi fixarea la poziţie a peliculelor radiografice. Pentru fiecare stîlp controlat s-au efectuat cîte patru iradieri succesive, obţinîndu-se astfel cîte opt pelicule radiografice, care au acoperit o zonă de stîlp controlată nedistructiv cu înălţimea de circa 1,9 m (fig. 7). Metoda de lucru adoptată a permis ca distanţa reală dintre etrieri să fie determinată, cu precizie de ordinul milimetrilor, prin citirea directă a radiografiilor, iar diametrul fierului-beton folosit pentru confecţionarea armăturilor verticale să fie evaluat prin calcul — cu precizie de ordinul zecimilor de milimetru — în conformitate cu schema de interpretare indicată în figura 8 şi folosind următoarea relaţie geometrică evidentă :

$$D = 0{,}707\frac{D_R(R-a)}{R}, \text{ [mm]}$$

în care :

D reprezintă diametrul armăturii verticale, în mm ;
a — distanţa dintre pelicula radiografică şi centrul geometric al secţiunii armăturii verticale, măsurată conform figurii 7, în mm ;
D_R — lăţimea imaginii radiografice a armăturii verticale, în mm ;
R — distanţa focală în mm.

Verificarea poziţiei armăturii verticale şi deci a dimensiunilor D_R şi a (fig. 8) s-a făcut, pentru fiecare stîlp controlat gammagrafic, prin rotirea montajului cu 180° şi realizarea unei expuneri în condiţiile aceleiaşi geometrii de iradiere (fig. 9).

Diametrul fierului-beton folosit pentru confecţionarea etrierilor a fost determinat tot prin calcul, de asemenea cu precizie de ordinul zecimilor de milimetru, în acest scop fiind folosite scheme de interpretare şi relaţii geometrice de tipul celor prezentate anterior.

Comparînd rezultatele controlului gammagrafic cu prevederile proiectului de execuţie, menţionate anterior pentru stîl-

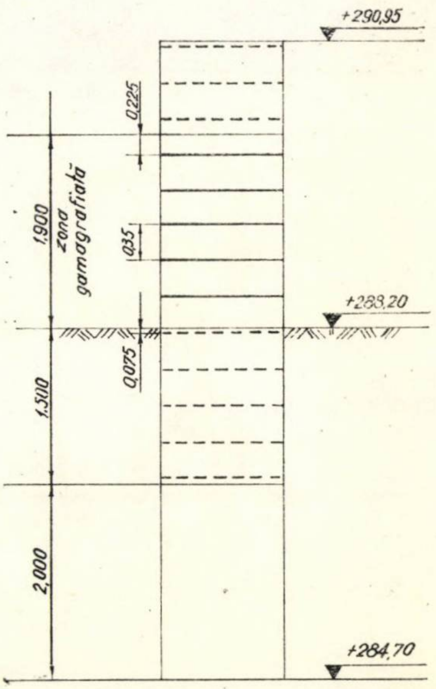


Fig. 7. Schema dispunerii corecte (conform proiectului de execuţie) a etrierilor şi precizarea zonelor controlate gammagrafic (cote şi dimensiuni în m)

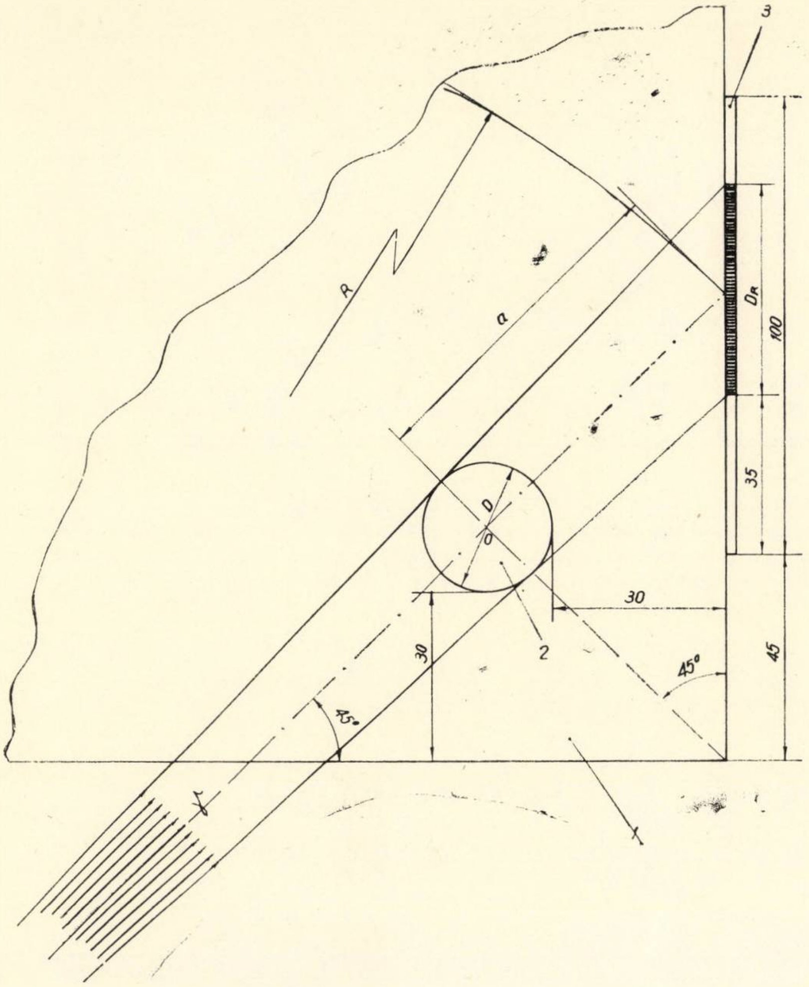


Fig. 8. Schemă de interpretare şi de calcul pentru diametrul armăturii verticale (dimensiuni în mm):

1 — stîlpul din beton armat; 2 — armătura verticală; 3 — pelicula radiografică

Exemplu: D_R = 46 mm; R = 500 mm; a = =73 mm. Rezultă: D = 28,3 mm.

pii din beton armat, au rezultat următoarele concluzii certe:

— la 88% din numărul total al stîlpilor din beton armat, distanţa reală dintre etrieri a fost mai mare decît cea proiectată, această distanţă situîndu-se între 40 şi 103 cm (în locul celei proiectate de 35 cm) la peste 75% din totalul stîlpilor din beton armat;

— din numărul total al intervalelor aflate în zonele gammagrafiate, numai 3,4% au corespuns riguros prevederilor proiectului din punctul de vedere al distanţei dintre etrieri;

— la 20% din totalul stîlpilor din beton armat, numărul etrierilor identificaţi în zonele gammagrafiate a fost inferior celui prevăzut în proiect (fig. 7);

— armătura (verticală) de rezistenţă s-a executat din oţel-beton Ø 28 mm la 85,7% din numărul total al stîlpilor din beton armat, prevederile proiectului de execuţie (utilizarea de oţel-beton Ø 25 mm) fiind deci respectate numai la 14,3% din totalul stîlpilor din beton armat.

În figura 10 sînt exemplificate în două moduri diferite, pentru fundaţia aceluiaşi rezervor sferic, distanţele reale din-

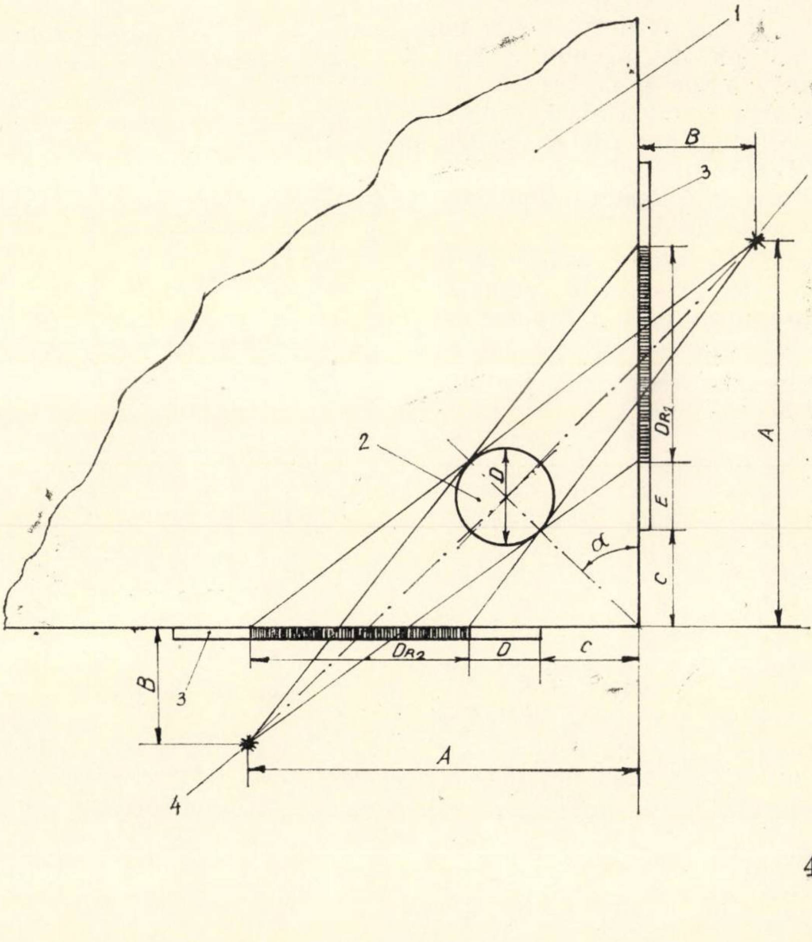


Fig. 9. Schema de gammagrafiere pentru verificarea poziţiei şi a diametrului armăturii verticale de rezistenţă:

1 — stîlpul din beton armat; 2 — armătura verticală; 3 — pelicula radiografică; 4 — sursa de radiaţii gamma

Observaţie — Pentru $\alpha = 45°$, $D_{R1} = D_{R2}$ şi $E = D$.

tre etrieri puse în evidență prin controlul gammagrafic. Se menționează că rezultatele obținute prin acest control și transpuse sugestiv în figura 10 au fost tipice și deci reprezentative pentru toate fundațiile rezervoarelor sferice cu manta simplă de 1 000 m³ destinate depozitării GPL în cadrul Combinatului petrochimic Pitești.

Așadar, fundațiile respective au fost executate necorespunzător din punct de vedere tehnic, nerespectîndu-se în mod flagrant proiectul de execuție.

Se precizează că toate defectele de execuție enumerate anterior pentru fundațiile rezervoarelor sferice au fost detectate la timp de către organele de proiectare și organele de stat competente, precizîndu-se totodată cauzele, natura și extinderea lor. Remedierea defectelor respective, efectuată prin refaceri și consolidări parțiale sau totale, a produs însă mari pagube economiei naționale.

Dacă defectele de execuție ale fundațiilor nu ar fi fost detectate la timp, avarierea rezervoarelor sferice de 1 000 m³ pentru GPL ar fi fost iminentă, chiar în condițiile unei exploatări normale, și s-ar fi putut solda cu declanșarea de incendii cu extindere rapidă și explozii directe sau prin simpatie, care ar fi putut atinge, într-un timp scurt, proporțiile unei mari catastrofe, cu consecințe și pagube materiale incalculabile.

Avînd în vedere cauzele multiple ale executării calitativ necorespunzătoare a fundațiilor pentru rezervoarele sferice în cauză, se consideră ca fiind stringent necesară *revederea de către forurile competente* a instrucțiunilor privind organizarea, funcționarea, responsabilitatea, competența și continuitatea controlului tehnic al calității (C.T.C.) în organizațiile de construcții-montaj în general. Se apreciază de asemenea ca fiind oportună, în cazul stîlpilor din beton armat, *introducerea sistematică în activitatea practică de control* a defectoscopiei gamma cu o geometrie de iradiere adecvată.

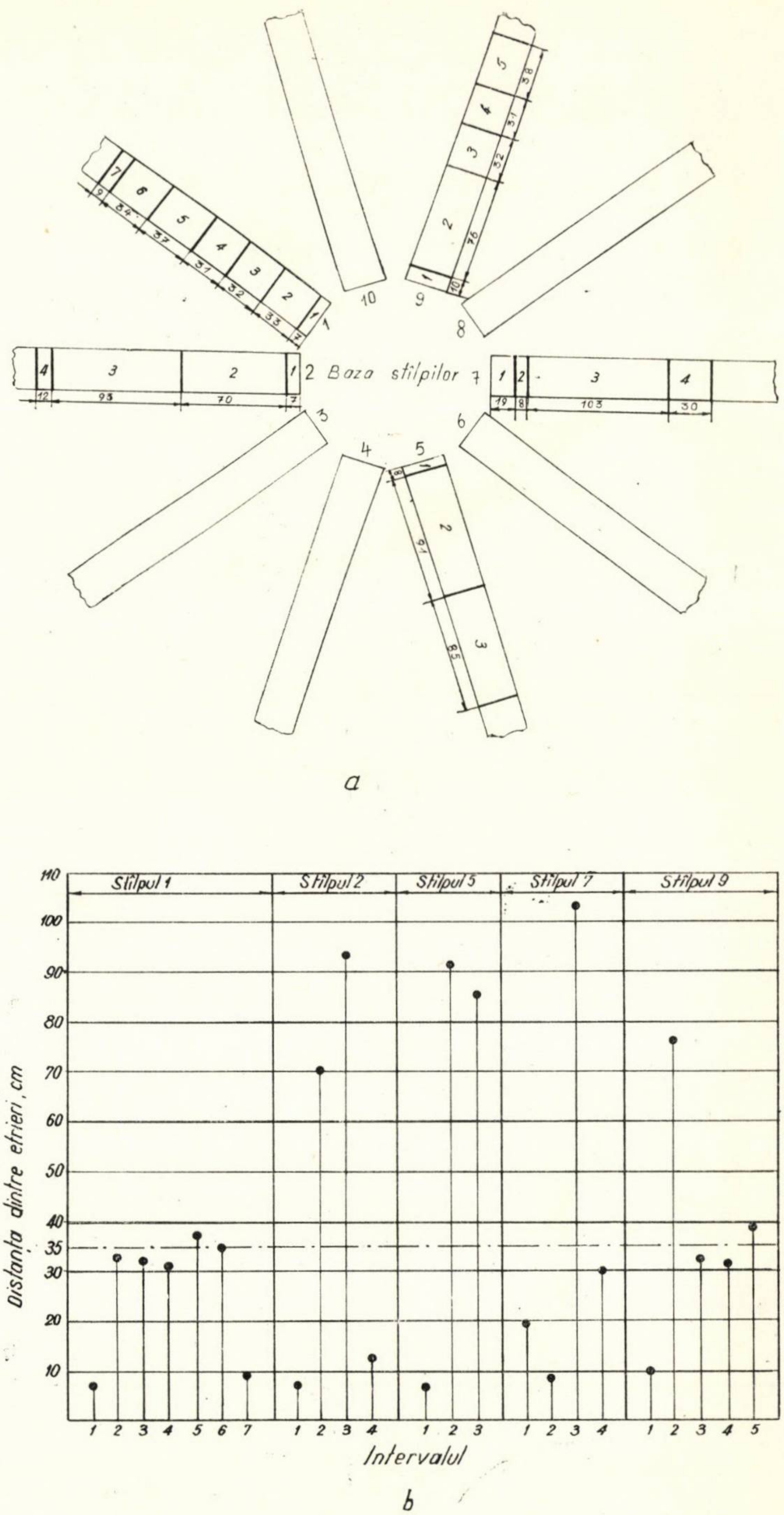


Fig. 10. Distanțele reale (în cm) dintre etrieri, puse în evidență prin controlul gammagrafic :

a — poziționarea schematică a intervalelor pe stîlpii din beton armat rabătuți în planul orizontal ; b — compararea distanțelor reale dintre etrieri cu distanța proiectată.

—.—.— distanța proiectată dintre etrieri ; ● distanța reală dintre etrieri.

Un mijloc de control operativ

APRECIEREA CALITĂŢII BETONULUI PE BAZA DATELOR MĂSURĂTORILOR NEDISTRUCTIVE PE BETONUL TÎNĂR

Dr. ing. **Ida Dumitrescu**
I.S.P.H.

În executarea construcţiilor este necesar să cunoaştem calitatea betonului înainte de a se obţine rezultatele încercărilor la vîrstă matură, pentru a se putea sesiza din timp abaterile sistematice sau eventualele erori în procesul de fabricare a betonului, ceea ce ar permite luarea unor măsuri de remediere eficiente. Ţinînd seamă de aceasta, în cadrul sectorului de cercetări din Institutul de studii şi proiectări hidroenergetice s-a căutat elucidarea posibilităţilor oferite în această direcţie de metodele nedistructive.

Cercetări preliminare, care au avut scopul să compare, sub aspectul menţionat, metoda prin rezonanţă cu cea cu ultrasunete, au arătat superioritatea acesteia din urmă; în consecinţă, cercetările au fost axate în continuare pe metoda cu ultrasunete.

PROGRAMUL CERCETĂRILOR

Scopul cercetărilor a fost acela de a pune în evidenţă existenţa unei corelaţii între viteza ultrasunetelor în betonul tînăr şi rezistenţa la compresiune a betonului la vîrstă matură şi de a obţine date privind gradul de corelaţie în condiţiile efectuării încercărilor în laborator şi pe şantier.

În conformitate cu acest scop, programul de lucrări s-a desfăşurat pe două linii:

1. Studiul corelaţiei dintre viteza ultrasunetelor în betonul tînăr — la 24 de ore şi 48 de ore după preparare — şi rezistenţa betonului la compresiune la 28 şi 90 de zile, pe epruvete realizate în laborator.

Au fost luate în studiu betoane de diferite dozaje — 220 kg/m³, 260 kg/m³, 300 kg/m³, 340 kg/m³ — cu granula maximă a agregatelor de 30 mm. În cadrul fiecărui dozaj s-a obţinut variaţia rezistenţei betonului prin variaţia factorului a/c (tabela 1).

Tabela 1

Dozaj kg/m³	a/c				
220	0,65	0,70	0,75	0,80	
260	0,65	0,70	0,75	0,80	
300	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
340	0,55	0,60	0,65	0,70	

Pentru fiecare tip de beton şi vîrstă de rupere (28 şi 90 de zile) s-au confecţionat cîte şase cuburi cu latura de 20 cm. În total au fost 17 × 2 × 6 cuburi.

Viteza ultrasunetului a fost determinată la vîrstele de 24 de ore, 48 de ore şi 28 de zile sau 90 de zile.

Pe baza datelor obţinute s-au calculat, pentru fiecare dozaj, curbele medii corespunzătoare corelaţiei statistice existente între viteza ultrasunetelor la vîrstă tînără (24 de ore şi 48 de ore) şi rezistenţa betonului la vîrstă matură, precum şi cele între vitezele şi rezistenţele la vîrstă matură (28 şi 90 de zile).

Ca măsură a dispersiei punctelor experimentale faţă de curba medie s-a calculat media patratică (s) a abaterilor relative ale valorilor experimentale faţă de valorile corespunzătoare calculate din expresia curbei:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{R_i - f(v_i)}{f(v_i)}\right)^2}{n-1}}.$$

2. Studiul corelaţiei dintre viteza ultrasunetelor în betonul în vîrstă de 24 de ore (la decofrare) şi rezistenţa betonului la 90 de zile, pe epruvete curente de control, în cadrul şantierului barajului Paltinul.

Măsurătorile s-au făcut la şantier pe 23 de serii a trei cuburi cu latura de 30 cm pe o perioadă de cca o lună. Cuburile au fost confecţionate, pentru încercările obişnuite de control

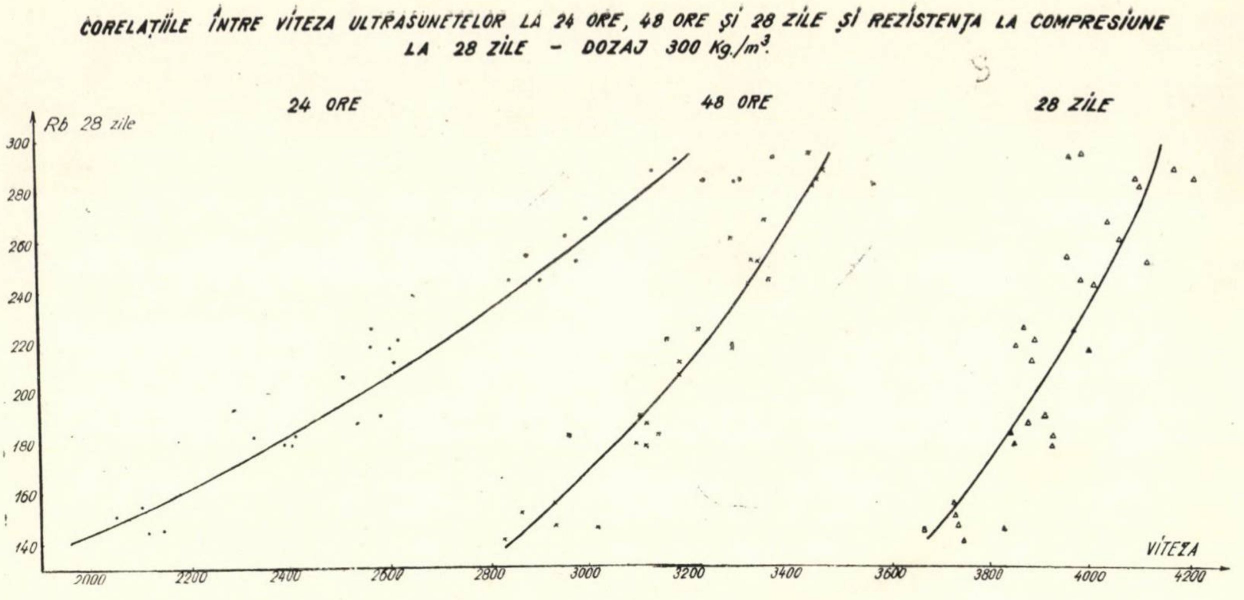


Fig. 1

(rezistența la compresiune la 90 de zile), din betonul de producție curentă pus în operă la baraj.

Pe baza datelor obținute s-a calculat curba medie corespunzătoare corelației statistice între viteza ultrasunetelor în betonul de 24 de ore și rezistența la compresiune la 90 de zile, precum și dispersia față de curbă.

ANALIZA REZULTATELOR EXPERIMENTALE

Prelucrarea datelor experimentale * obținute în cadrul încercărilor efectuate în laborator au pus în evidență existența unei corelații statistice între rezistența betonului la vîrstă matură și viteza ultrasunetelor în betonul tînăr.

Această corelație s-a dovedit a fi mai strînsă decît cea dintre rezistența betonului și viteza ultrasunetelor în betonul matur. Ca exemplificare, se prezintă în figura 1 curbele $R_b = f(v)$ corespunzătoare dozajului de 300 kg/m³.

Dispersiile calculate pentru cele 24 de relații obținute sînt date în tabela 2.

Tabela 2

Măsura dispersiei *s* **pentru corelațiile dintre** R_b **și** V_n

Dozaj ciment kg/m³	R_b 28 de zile			R_b 90 de zile %		
	V_n 24 ore	V_n 48 ore	V_n 28 zile	V_n 24 ore	V_n 48 ore	V_n 90 zile
220	4,4	7,5	9,7	5,6	5,3	6,8
260	4,6	4,0	9,2	4,2	6,0	8,4
300	5,6	7,2	11,8	8	7,6	11,2
340	4,2	6,0	8,4	5,7	4,9	7,9
toate dozajele	12,9	13,5	16,3	12,5	12,8	15,2

NOTĂ: În tabelă s-au notat cu:

R_b — rezistența obținută prin ruperea cuburilor la 28 de zile sau 90 de zile;

V_n — viteza ultrasunetelor măsurată pe cuburi la vîrstele de 24 de ore, 48 de ore și 28 sau 90 de zile.

După cum se vede din aceste rezultate, nu se impune în mod deosebit una din cele două vîrste — 24 de ore sau 48 de ore — rezultatele în ambele cazuri fiind comparabile.

S-a constatat că gama de variație a vitezelor ultrasunetelor în betoanele mature este mai puțin extinsă decît cea a vitezelor în betoanele de vîrstă tînără, ceea ce indică o mai mare sensibilitate a acestora din urmă la variația factorului a/c prin care s-a produs variația rezistenței betonului. Aceasta contribuie la reducerea dispersiei corespunzătoare corelației dintre viteza propagării ultrasunetelor în betonul tînăr și rezistența betonului matur.

Dispersiile relativ reduse, obținute în cazul epruvetelor confecționate în laborator, ilustrează corelația strînsă dintre viteza de propagare a ultrasunetelor în betonul tînăr și rezistența betonului matur, cînd variația calității betonului este provocată numai de variația factorului a/c, celelalte date tehnologice ale betonului rămînînd constante. În realitate însă, pe șantier, deși variația conținutului de apă constituie elementul principal al fluctuației rezistenței betonului, la această fluctuație contribuie și alți factori (variația compoziției granulometrice a agregatului, variația dozajului, a loturilor de ciment etc.).

Variația caracteristicilor tehnologice ale betonului, care depinde de condițiile de realizare a lucrărilor de beton și de durata acestora, antrenează variația parametrilor relației $R_b = f(v)$ și, ca urmare, afectează exactitatea rezultatelor obținute.

---

* Calculele au fost efectuate de mat. Alecu Tudoriță

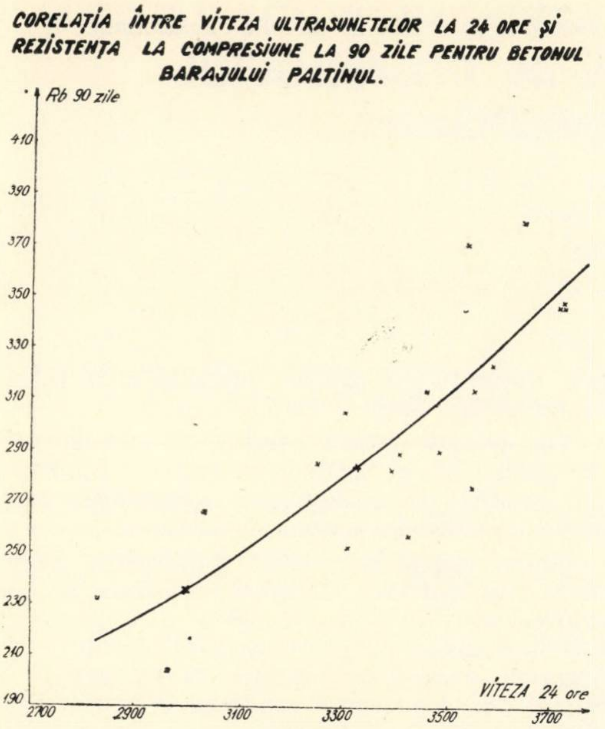


Fig. 2

Gradul de corelare dintre viteza ultrasunetelor în betonul tînăr și rezistența betonului matur, în condițiile variației compoziției betonului caracteristice unui șantier de construcții cu un nivel tehnic ridicat, a fost pus în evidență pentru betonul barajului Paltinul. Rezultatele experimentale și curba medie sînt prezentate în figura 2. Corelația dintre viteza ultrasunetelor la 24 de ore și rezistența la compresiune la 90 de zile, caracterizată printr-o dispersie de 8,54%, poate fi considerată suficient de strînsă.

METODOLOGIA CONTROLULUI CU ULTRASUNETE PE BETONUL TÎNĂR

Pentru utilizarea metodei cu ultrasunete la controlul rapid al calității betonului este necesară stabilirea unei curbe etalon corespunzătoare corelației viteză la vîrstă tînără — rezistență la vîrstă matură pentru fiecare tip de beton luat în considerație.

Într-o primă fază se poate stabili această curbă etalon, înainte de începerea lucrărilor de betonare, pe baza unor încercări efectuate cu epruvete fabricate în laborator cu materialele ce urmează a fi utilizate pe șantier. Variația calității betonului se va obține prin variația factorului a/c.

Este necesar însă să fie stabilită curba definitivă pe baza încercării epruvetelor de control curent de-a lungul unei perioade suficient de mari pentru a avea un număr corespunzător de date și pentru a putea prinde variațiile parametrilor tehnologici ai betonului, caracteristice procesului tehnologic de preparare a acestuia. În acest mod se va putea aprecia și exactitatea metodei în condițiile specifice șantierului. Pe măsura acumulării datelor, dacă se va dovedi necesar, curba etalon va putea fi corectată.

CONCLUZII

Cercetările efectuate au arătat că există posibilitatea aprecierii rezistenței betonului pe baza măsurătorilor cu ultrasunete pe betonul tînăr, rezultînd că exactitatea este mai mare decît în cazul măsurătorilor cu ultrasunete pe betonul matur. Ca urmare, această metodă poate fi utilizată pentru obținerea unor informații asupra calității betonului la numai 24 de ore după preparare, constituind astfel un mijloc de control operativ. Măsurătorile făcîndu-se pe epruvetele curente (care urmează a fi rupte la vîrstă matură), nu se cer epruvete în plus.

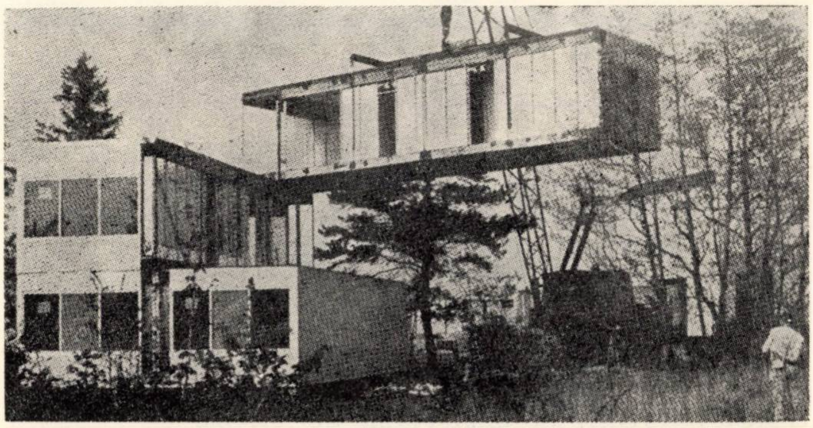
ELEMENTE SPAȚIALE PREFABRICATE DIN METAL PENTRU LOCUINȚE

Unul din cei mai mari producători de oțel din SUA atacă acum domeniul caselor prefabricate.

Noua companie furnizoare Jal—Donn Modular Building, Inc. produce moduli metalici care pot fi așezați direct unul peste altul pe trei etaje, fără nici o rezemare suplimentară.

Modulul de bază al elementelor spațiale are dimensiunile 12,30 × 7,20 m. Fiecare modul conține jumătate dintr-un apartament de 2 camere, bucătărie, baie, cu toate instalațiile electrice, sanitare, apă caldă etc. Cele două jumătăți de apartament se montează alături și se prind prin nituire. Un apartament costă între 14000 și 17000 dolari.

E.N.R. aug. 1969



Patru elemente spațiale metalice, formînd două apartamente sînt montate în 3 ore.

PRECIZĂRI CU PRIVIRE LA BETOANELE DIN ZGURĂ EXPANDATĂ PRODUSĂ DE COMBINATUL SIDERURGIC HUNEDOARA

Ing. Gr. Munteanu
INCERC – Cluj

În anul 1964 a intrat în funcţiune la Combinatul siderurgic Hunedoara (C.S.H.) o staţie de expandare a zgurilor de furnal cu o capacitate de 100 000 m^3 pe an. Din complexul acestei staţii fac parte : cuva metalică de expandare propriu-zisă, depozitul-cuvă de răcire, instalaţiile de concasare, sortare, însilozare şi descărcare în vagoane de cale ferată.

Expandarea zgurii fluide de furnal se face prin turnarea acesteia, dintr-o oală specială montată pe un şasiu de vagon de cale ferată, într-o cuvă metalică prevăzută la partea inferioară cu un fund perforat prin care ţîşneşte apă sub presiune.

Cea mai mare parte a capacităţii acestei staţii de expandare este absorbită de fabricile de blocuri de beton ale Ministerului Industriei Materialelor de Construcţie : Cîmpia Turzii, Satu Mare, Sighişoara, Feldioara etc. şi, într-o mai mică măsură, de către unităţile de construcţii care o utilizează ca agregat termoizolant în compoziţia unor betoane termoizolante şi mai puţin în compoziţia unor betoane de rezistenţă.

Scopul acestui articol este de a prezenta rezultatele unor studii şi experimentări efectuate asupra agregatului şi betoanelor preparate cu zgură expandată, în vederea extinderii domeniului de folosire a acestora la prepararea gamei de betoane cuprinse între B 15 şi B 200, precum şi de a prezenta unele elemente şi lucrări experimentale executate din betoane cu zgură expandată. Totodată se urmăreşte să se facă unele precizări suplimentare faţă de prevederile instrucţiunilor tehnice pentru utilizarea la betoane a agregatelor din zgură expandată (indicativ C. 53–69), apărute prin grija Ministerului Construcţiilor Industriale.

ZGURA EXPANDATĂ CA AGREGAT

Din consultarea unor lucrări din literatura străină de specialitate [1], [2], [3], [4], [5] rezultă că, din punct de vedere chimic, unii componenţi ca : silicea ($Si O_2$), calcea ($Ca O$), sulful (S), alumina (Al_2O_3) şi uneori oxidul feros ($Fe O$) joacă un rol foarte important în ceea ce priveşte stabilitatea în timp a granulelor de zgură expandată.

Din tabela comparativă 1 se desprind principalele prevederi ale unor norme din străinătate bazate pe o bogată experienţă în tehnologia zgurilor de furnal, în comparaţie cu rezultatele obţinute cu zgurile expandate la C.S.H. în intervalul 1965 – 1967.

Din această tabelă rezultă că atît normele austriece, cît şi normele franceze limitează, din condiţii de dezagregare calcaroasă, conţinutul de calce la maximum 50%.

Ţinînd seamă de această importantă prevedere, s-au efectuat verificări periodice bilunare asupra conţinutului de calce din producţia C.S.H. a anilor 1965, 1966 şi 1967, iar din interpretarea statistică a mulţimilor a reieşit că numai 5% din cazuri depăşesc 47,20%, rezultînd deci că, din acest punct de vedere, zgurile C.S.H. sînt stabile în timp.

Pe baza acestor rezultate s-a propus ca la elaborarea de către C.S.H. a standardului 8177–68 să se precizeze valoarea maximă a conţinutului de calce la 50%.

În siderurgie, evidenţierea caracterului acid sau bazic al zgurilor se face prin mărimea subunitară, respectiv supraunitară, a raportului $Ca O : Si O_2$. Aşa după cum rezultă din tabela 1, zgurile româneşti au caracter bazic, spre deosebire de zgurile austriece, care au caracter acid.

În ceea ce priveşte stabilitatea zgurilor expandate faţă de tendinţa de dezagregare feroasă, rezultatele determinărilor pierderilor în greutate ale granulelor menţinute 30 de zile în apă distilată, conform prevederilor STAS 2386, sînt sub limitele maxime admise de normele străine ($1{,}695\% < 3-4\%$), ceea ce dovedeşte că şi din acest punct de vedere ele sînt stabile.

Mărimile celorlalţi componenţi chimici, aşa cum rezultă din tabela 1, sînt sub limitele maxime admise de normele străine.

Rezultatele încercărilor privind stabilitatea la fierbere, determinată după indicaţiile STAS 2386–61, au arătat că mărimea pierderilor în greutate se încadrează în limitele admisibile (0,5 – 3%).

Agregatele din zgură expandată sînt livrate în mod obişnuit în sorturile 0–7 mm, 7–15 mm şi 15–30 mm ; în cazul înţelegerii între părţi se pot livra şi alte sorturi.

Din rezultatele determinărilor granulometrice asupra sorturilor 0–7 mm şi 7–15 mm, sub forma livrată în mod curent de C.S.H. şi la o umiditate medie de 10%, rezultă că în

Tabela 1

TABELĂ COMPARATIVĂ

cuprinzînd componenţii chimici esenţiali ai zgurilor expandate din diferite ţări

Componenţi	Zgurile americane (după Wetaker)	Zgurile austriece			Zgurile franceze		Zgurile maghiare	Zgurile româneşti C.S.H.		
		mostră Lincz 1966	ONORM B3313	ONORM B3317	grele P18–302	expandate P18–311	după Rudnay G. Dunayvaroş Diosgyör, Ozd	1965	1966	1967
Silicea (SiO_2)	33–42 %	35–44 %		recomand. > 30 %	29–36 %	25–40 %	32–43 %	35–39 %	35–39 %	34–38 %
Calcea* (CaO)	36–45 %	32–35 %	limită <50 %	recomand. <43 %	40–48 %	38–50 %	38–47 %	40–47 %	42–48 %	42–47 %
Alumina (Al_2O_3)	10–16 %	14–16 %			13–19 %	10–20 %	4–13 %	max. 15 %		
Sulf (S)	1–3 %		limită <1 %		Sulfuri exprimate în S ⩽ 2 % Sulfaţi exprimaţi SO_3 ⩽ 0,5 %	S ⩽ 1 % SO_4 ⩽ 0,5 %	1–3 %	0,85–1,50 %	0,90–1,70 %	1,00–2,00 %
Oxidul feros (FeO)			limită 3 %		4 %			0,0885 % – 1,695 %		
Alte caracteristici	CaO : SiO_2 1,00–1,10	CaO : SiO_2 0,80–0,90		Forma granulelor >1 :3	Dens. apar. >1,25	Dens. apar. 0,70–0,95	CaO : SiO_2 1,10–1,20	CaO : SiO_2 1,050–1,275 media = 1,1874	CaO : SiO_2 1,075–1,350 media = 1,2350	CaO : SiO_2 1,100–1,325 media = 1,2230

* Evidenţierea defectelor datorite calcei (CaO) (dezagregarea calcaroasă) se face la lumină ultravioletă (lampă cu tub de cuarţ şi filtru cu sticlă de oxid de nichel). Sînt suspecte zgurile care arată, pe fond violet, puncte mai mult sau mai puţin mari, numeroase sau grupate, strălucitoare sau pete de culoare galbenă, bronz sau brună. Sînt stabile zgurile care lucesc în diferite tonuri de violet şi care nu se prezintă decît cu un mic număr de puncte strălucitoare izolate şi adesea repartizate omogen.

– Evidenţierea defectelor datorite fierului (Fe) (dezagregarea feroasă) se face ţinînd două zile în apă cel puţin 10–15 bucăţi de zgură fracţiunea 12,5–25 sau superioară. Sînt stabile zgurile care nu manifestă fisurări, dezagregări, eflorescenţe sau resturi fine în perioada imersiei.

sortul 0–7 mm există incluziuni mai mari de 7 mm, în medie 7 %, iar în sortul 7–15 mm există incluziuni mai mari de 15 mm, în medie 11 %.

De asemenea, se constată că în timp ce sortul 0–7 mm este bogat în conţinut sub 7 mm, în comparaţie cu valorile limită prevăzute de STAS 1667–62 pentru agregate grele, sortul 7–15 mm, datorită umidităţii agregatelor, antrenează părţi aderente sub 7 mm, în medie de 25 %.

Ţinînd seama de aceste constatări şi de o oarecare grupare a rezultatelor, se creează posibilitatea combinării în anumite proporţii a celor două sorturi de bază amintite, pentru a se obţine o compoziţie dorită şi a se evita operaţiile de reciuruire pe şantiere.

Se precizează, de asemenea, că prevederile din STAS 8177–68 aduc îmbunătăţiri în ceea ce priveşte compoziţia granulometrică actuală a sorturilor de bază, în sensul că limitează la 5 % granulele cu dimensiuni mai mari decît limita superioară, şi la 10 % granulele cu dimensiuni mai mici decît limita inferioară a fiecărui sort.

Valorile rezistenţelor la strivire ale sortului 7–15 mm prin compresiune în cilindrul Ø 170 mm, interpretate statistic la un nivel de încredere de 90 %, sînt cuprinse între 6,00 şi 11,00 kgf/cm². Ţinîndu-se seamă de marea influenţă pe care o are această caracteristică la realizarea betoanelor de rezistenţă, s-a considerat că în caietul de sarcini C.S.H. şi în propunerea de standard să fie prevăzută valoarea minimă 6 kgf/cm² numai pentru zgurile expandate destinate altor scopuri.

Valorile pentru densitatea aparentă în stare afînată şi uscată rezultată din încercări periodice pe sorturile 0–7 mm şi 7–15 mm sub forma livrată de C.S.H., precum şi sub forma fracţionată în laborator 0–1 mm, 1–3 mm, 3–7mm şi 7–15 mm sînt arătate în tabela 2.

Tabela 2

Sort (mm)	Valori medii în starea		Limitele de variaţie pentru un nivel de încredere 90 %
	livrată (kg/m³)	fracţionată (kg/m³)	
0–7	1 010	–	920–1060
7–15	873	–	770–930
0–1	–	1 048	907–1103
1–3		900	843–990
3–7		822	772–915
7–15		727	695–782
15–30	750	–	–
0–15	950	Valori recomandate pentru calculul compoziţiei betoanelor	
0–30	850		

La întocmirea de către C.S.H. a caietului de sarcini pentru zgură expandată, precum și la elaborarea standardului 8177—68 „Agregate din zgură expandată pentru betoane ușoare", s-a ținut seamă de rezultatele experimentale obținute de INCERC — Cluj și București în intervalul 1965 — 1968 în domeniul agregatelor și betoanelor ușoare [6], [7] *.

BETOANE CU ZGURĂ EXPANDATĂ

Studiile efectuate de filiala INCERC — Cluj pentru stabilirea compozițiilor orientative ale gamei de mărci de betoane cuprinse între B 15 și B 200 au fost axate în direcția utilizării la maximum a sorturilor de agregate de zgură expandată sub forma livrată de C.S.H. spre a preîntîmpina, pe cît posibil, operațiile de reciuruire la punctele de lucru.

La stabilirea compozițiilor mărcilor de beton amintite s-a urmărit să se asigure lucrabilitatea, durabilitatea și rezistența necesare în condițiile unei utilizări cît mai avantajoase sub aspect economic al materialelor componente.

Proporțiile în care intervin diferiții componenți sînt arătate în tabela 3, definitivarea lor urmînd a fi stabilită pe baza rezultatelor obținute după încercările preliminare.

Se observă din tabela 3 aportul nisipului de carieră la realizarea mărcilor de betoane mai mari decît B 50 utilizînd sortul de zgură expandată 0 — 30 mm (B 75 și B 100). La realizarea betoanelor cu structură compactă și marcă B 150, B 200 a fost necesară includerea în compoziție a sortului de zgură expandată 0—15 mm, precum și a unor cantități sporite de nisip (20—25%) și ciment.

Tabela 3

Indicații privind stabilirea compoziției betoanelor cu agregate de zgură expandată

Marca	Compoziția agregatelor în volume aparente		Dozaj mediu de ciment marca 400 (kg/m³)	Apă (kg/m³)
	zgură expandată	nisip de carieră 0—3 mm		
B 15	100 % 7—30 mm	—	180	120—140
B 25	100 % 7—30 mm	—	200	130—150
B 35	100 % 0—30 mm	—	225	170—200
B 50	100 % 0—30 mm	—	240	185—215
B 75	95 % 0—30 mm	5 %	255	190—210
B 100	90 % 0—30 mm	10 %	270	210—220
B 150	80 % 0—15 mm	20 %	350	250—300
B 200	75 % 0—15 mm	25 %	375	320—350

Unele aspecte referitoare la condițiile tehnice ale materialelor utilizate la prepararea betoanelor și la stabilirea compoziției acestor betoane sînt prezentate în instrucțiunile tehnice C. 53—69 [8], care înlocuiesc instrucțiunile tehnice C. 53—64 [9].

Noile instrucțiuni, pe baza cercetărilor de laborator și a unor rezultate experimentale, duc la lărgirea domeniului de utilizare a betoanelor cu zgură expandată, prin faptul că au depășit limita maximă de marcă, B 100, prevăzută în vechile instrucțiuni, prin prevederea mărcilor B 150 și B 200, precum și prin faptul că au reactualizat unele aspecte legate de compoziția și principalele caracteristici fizico-mecanice ale acestor betoane.

Proprietățile betoanelor ușoare, așa după cum se precizează și în unele lucrări ale primului Congres internațional de beton ușor de la Londra (mai 1968) [10], au fost studiate în multe centre de cercetare din lume și depind în cea mai mare parte de proprietățile agregatelor, motiv pentru care valorile caracteristicilor fizico-mecanice diferă uneori de la țară la țară.

În lucrările aceluiași congres se indică efectuarea de analize comparative între indicațiile naționale și recomandările internaționale ale C.E.B. pentru betoanele simple și armate, precum și recomandările internaționale ale F.I.P.-C.E.B. pentru betoanele precomprimate.

OBSERVAȚII

— Dozajele indicate în tabelă sînt pentru cimenturi de marcă 400. În cazul cimenturilor de marcă 300, dozajele se vor majora cu 10%, iar în cazurile cimenturilor de marcă 500, dozajele se vor reduce cu 10%.

— În scopul asigurării lucrabilității betonului se vor evita dozajele mai mici decît 180 kg ciment/m³.

— Compoziția granulometrică a agregatelor se va încadra în limitele admise de STAS 1667—62.

— Se recomandă ca la prepararea betoanelor cu agregate de zgură expandată să se utilizeaze agregate cu un conținut mediu de umiditate de 10%.

Valorile experimentale ale principalelor caracteristici fizico-mecanice ale betoanelor cu zgură expandată de Hunedoara de marcă cuprinsă între B 15 și B 200 sînt arătate în tabela 4.

Ținînd seamă de valorile densității aparente în stare întărită a gamei de betoane studiate, se observă că la marca B 200 aceasta este cuprinsă între 2 000—2 100 kg/m³, ceea ce după prevederile ACI* 213 și BRD** depășește limita de 1 850, respectiv 2 000 kg/m³ admisă de acestea pentru definirea betonului ușor, în

---

* La executarea încercărilor de laborator au contribuit: ing. Ecaterina Varna de la INCERC—Cluj, iar de la INCERC — București secțiile: Betoane-mortare, Protecția contra coroziunii și I.T.U.

* ACI 213 — American Concrete Institute

** BRD — Provisional German code of practice for structural lightweight concrete.

Tabela 4

Domeniul de utilizare și principalele caracteristici fizico-mecanice ale betoanelor cu agregate de zgură expandată

Domeniul de utilizare	Structura	Marca	Densitatea aparentă kg/m³		Modulul de elasticitate (valori medii) (kgf/cm²)	Contracția la 120 zile (mm/m)	Conductivitatea termică λ (kcal/mhgrd)	Rezistența la îngheț-dezgheț
			proaspăt	întărit				
Betoane pentru umpluturi, betoane de pantă	Macroporoasă	B 15	1 000–1 100	950–1 050	–	0,25–0,40	0,25–0,40	G–25
		B 25	1 250–1 350	1 200–1 300	–			
Betoane de izolație termică și rezistență pentru blocuri de zidărie, pline sau cu goluri, și pentru alte elemente executate monolit sau prefabricate	Semicompactă	B 35	1 400–1 500	1 350–1 450	50 000			
		B 50	1 500–1 600	1 450–1 550	85 000			
		B 75	1 650–1 750	1 600–1 700	100 000		0,42–0,50	
		B 100	1 780–1 880	1 730–1 830	120 000			
Betoane de rezistență pentru pereți portanți și neportanți în panouri prefabricate și pereți turnați monolit pentru construcții civile, industriale și agrozootehnice	Compactă	B 150	1 925–2 000	1 875–1 950	180 000	0,45–0,55	0,55–0,70	G–50
		B 200	2 050–2 150	2 000–2 100	250 000			

timp ce prevederile STAS 2386–61 fac precizări numai cu referire la agregatele pentru betoane ușoare.

Considerăm necesar a se întreprinde în continuare studii și experimentări care să ducă la obținerea principalelor caracteristici fizico-mecanice, termice și de durabilitate ale betoanelor cu zgură expandată de marcă B 200 arătate în tabela 4, cu valori ale densității aparente în stare întărită de maximum 2 000 kg/m³.

În condițiile țării noastre, pentru realizarea acestei acțiuni se întrevăd următoarele posibilități :

a — mărirea rezistenței la compresiune a agregatului printr-o acțiune mai susținută de control al compoziției chimice a zgurii destinate expandării ;

b — îmbunătățirea procesului de expandare, care să ducă la crearea unor structuri îmbunătățite din punct de vedere al omogenității porilor ;

c — înlocuirea parțială a nisipului de carieră sort 0 – 3 mm din compoziția betoanelor cu cenușă de termocentrală de valori ale densității aparente mai mici decît ale nisipului.

Tabela 5

Nr. crt.	Categoria betoanelor	$R_b : \rho_b$					
		Marca betoanelor realizate					
		B 100	B 110	B 120	B 150	B 160	B 200
1	— Cu zgură expandată la C.S.H.	55 58	–	–	77 80	–	95 100
2	— Cu zgură expandată în Austria. Blocuri din panouri mari Lincz	–	–	–	–	80	–
3	— Cu zgură expandată în R.P.U. la parter bloc 9 etaje — 1961	–	–	–	–	80	–
4	— Cu zgură expandată în R.P.U. la etaj bloc 9 etaje — 1961	–	60 61	64	–	–	–

Tabela 6

Valorile k	E_c				$E_c : E_{exp.}$			
	U				U			
	50	100	150	200	50	100	150	200
C.E.B.–5650	127 000	158 000	181 500	235 000	1,495	1,318	1,009	0,940
A.C.I.–4270	96 000	119 500	137 000	177 500	1,130	0,960	0,760	0,708
B.R.D.–4000	90 000	112 000	128 400	166 500	1,060	0,933	0,713	0,666

Din compararea în continuare a raporturilor dintre rezistența la compresiune și densitatea aparentă corespunzătoare a betoanelor preparate cu zgură expandată produsă la C.S.H., cu ale altor betoane preparate în străinătate, rezultă, așa cum se arată în tabela 5, că și din acest punct de vedere performanțele sînt apropiate.

Compararea valorilor experimentale ale modulului de elasticitate E_{exp}, cu cele calculate după formula lui Pauw [10] $E_c \cong k\sqrt{p^3 u}$, unde

p = densitatea aparentă, în kgf/dm³,
u = rezistența la compresiune, în kgf/cm²,

și

k = 5650 după C.E.B.,
k = 4270 după A.C.I. 318,
k = 4000 după B.R.D.,
este arătată în tabela 6.

Din analiza comparativă a valorilor de mai sus rezultă că valorile experimentale ale modulilor de elasticitate obținute pentru mărcile de betoane B 50, B 100, B 150, B 200, cu zgură expandată produsă la C.S.H., sînt verificate în intervalul B 50 — B 100 de formula Pauw pentru valori ale lui k = 4 000 (cod B.R.D.) și 4 270 (cod A.C.I.), iar în intervalul B 150 — B 200 pentru valori ale lui **k** = 5650 (cod C.E.B.).

Aceste variații ale lui k, rămase totuși în limitele recomandate de codurile internaționale, pot fi atribuite caracteristicilor specifice ale componenților betonului, precum și tehnologiei proprii de preparare a betoanelor cu zgură expandată C.S.H.

În ceea ce privește valorile experimentale ale contracției la 120 de zile, determinate prin metoda STAS, precum și prin metoda accelerată [11], se constată că ele depășesc în medie cu 100% pe cele ale betoanelor obișnuite (0,55 mm/m față de 0,28 mm/m la marca B 200, v. fig. 1). În acest domeniu, prescripțiile străine se mulțumesc doar să facă precizări generale, și anume că contracțiile acestor betoane sînt mai mari decît ale betoanelor grele și că valorile mai exacte trebuie determinate prin încercări.

Unele rezultate experimentale, prezentate sub formă de sinteză a unor încercări asupra agregatelor ușoare de către C.S.T.B. [12], confirmă valorile experimentale ale contracțiilor obținute de INCERC—Cluj asupra betoanelor cu zgură expandată provenită de la C.S.H.

Valorile experimentale obținute pentru coeficientul de conductibilitate termică λ, arătate în tabela 4, sînt în mare măsură apropiate de cele obținute de C.S.T.B. [12] pentru betoanele cu zgură expandată, puzzolane și zgură concasată de proveniență franceză, prezentate grafic funcție de densitatea aparentă a betoanelor.

Deoarece nu au fost efectuate determinări în vederea stabilirii coeficientului de dilatare termică a gamei de betoane cu zgură expandată studiate, se consideră util a se arăta unele precizări ale codurilor internaționale comunicate la Congresul de la Londra [10], cu privire la mărimea acestei caracteristici față de a betonului normal greu, considerată 10×10^{-6}/grad C:

după C.E.B. 8×10^{-6}/grad C.
după A.C.I. 213 $7 - 11 \times 10^{-6}$/grad C.

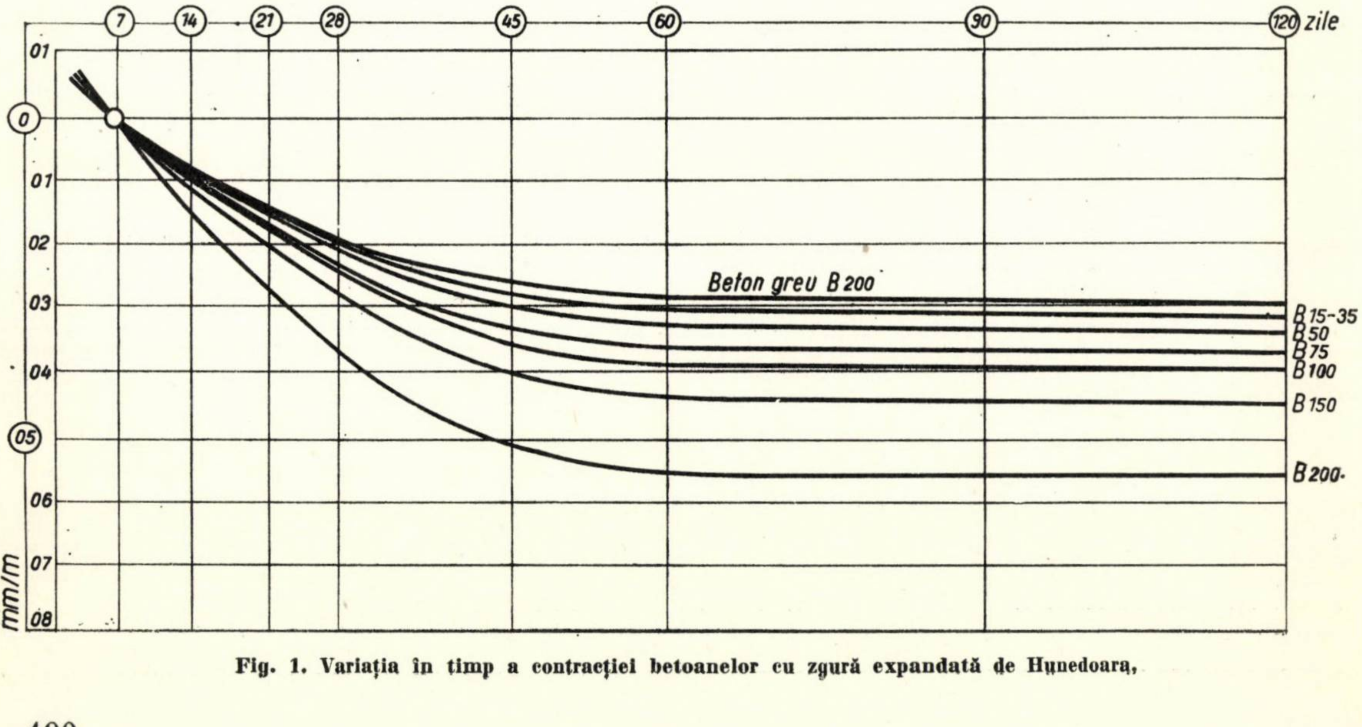


Fig. 1. Variația în timp a contracției betoanelor cu zgură expandată de Hunedoara,

Se constată deci, datorită prezenței în structura betonului a agregatelor artificiale, o dilatare termică mai mică decît la betoanele grele, ceea ce contribuie la lărgirea domeniului de utilizare a lor.

Se consideră utilă efectuarea determinărilor necesare care să ducă la stabilirea valorilor acestor coeficienți pentru principalele mărci de betoane cu zgură expandată utilizate (B 50; B 100; B 150; B 200).

PROTECȚIA ANTICOROSIVĂ A ARMĂTURILOR DIN BETOANELE CU ZGURĂ EXPANDATĂ

Rezultatele experimentale, precum și precizările din literatura de specialitate au ajuns la concluzia că armăturile de oțel înglobate în betoanele din zgură expandată de structură compactă nu sînt supuse procesului de corodare.

Pentru gama de betoane studiate (B 15 — — B 200) s-au considerat de structură macroporoasă betoanele de marcă B 15 — B 25, de structură semicompactă betoanele de marcă B 35 — B 100, iar de structură compactă, betoanele de marcă B 150 — B 200. Structura compactă este asigurată, pe de o parte prin utilizarea agregatelor de zgură expandată cu dimensiunea maximă a granulei 15 mm și prin adaosul de 20—25 % părți fine 0 — 3 mm nisip de carieră, iar pe de altă parte prin dozajul de ciment de minimum 350 kg/m^3 ciment de marcă 400 și printr-o compactare care să asigure realizarea în stare proaspătă a unei densități aparente de minimum 1 925 kg/m^3.

Urmare celor arătate mai sus, în capitolul 4 al instrucțiunilor C 53—69 a fost prevăzut următorul text:

„Armăturile de montaj, de asamblare sau constructive din elementele de beton cu zgură expandată se vor proteja anticorosiv astfel:

a) cele din betoanele de marcă sub B 150, conform indicațiilor din anexa 2 a instrucțiunilor C 53—69, cu lac movital;

b) cele din betoanele de marcă $\geqslant$ B 150, din încăperi cu umiditate relativă sub 70%, inclusiv încăperile cu umiditate temporară peste 70% din apartamente (băi, bucătării), prin dozajul de minimum 350 kg ciment la m^3;

c) cele din betoanele din încăperi cu umiditate ce depășește 70%, conform indicațiilor din anexa 2 (indiferent de dozajul de ciment).

Protecția armăturilor se efectuează prin îmbăieri în mastic de movital (lac butiral polivinilic) cu ciment, în proporțiile și după tehnologia descrise în anexa 2 la instrucțiuni.

REZISTENȚA LA ÎNGHEȚ-DEZGHEȚ

Rezultatele experimentale au arătat că gama de betoane cuprinsă între B 15 și B 100 a corespuns probei de gelivitate G 25, iar gama de betoane cuprinsă între B 150 și B 200 a corespuns probei de gelivitate G 50, determinată în condițiile STAS 3518—68.

DOMENII DE UTILIZARE

Ținîndu-se seamă de precizările lui Ben C. Gerwick [13] din articolul său referitor la utilizarea eficace a betonului ușor în general, și precomprimat în particular, publicat în lucrările Primului congres internațional de beton ușor (Londra, mai 1968), pot fi abordate și în țara noastră noi direcții de studii și cercetări care să reliefeze în cît mai mare măsură domeniile în care pot fi evidențiate proprietățile remarcabile ale betoanelor ușoare în comparație cu cele ale betoanelor grele:

1 — Valoare scăzută pentru modulul de elasticitate, ceea ce provoacă mărirea pînă la de două ori a capacității sale de absorbție a solicitărilor energiilor produse de șoc (la betoane de aceeași marcă).

2 — Valoare scăzută a coeficientului de dilatare termică, ceea ce îi conferă o mai mare inerție termică. Ca domenii imediate de aplicare a betoanelor ușoare compacte, rezultate din considerentele de mai sus, pot fi recomandate cu prioritate față de betoanele grele compacte, elementele de suprafață expuse principalilor agenți atmosferici (frig, căldură).

3 — Greutate mai mică în starea de imersie în apă decît la betoanele grele, în special la structurile compacte, datorită porilor în cea mai mare parte închiși cu pelicule impermeabile. Această proprietate duce, ca o consecință imediată, la reducerea greutății construcțiilor cu 20 — 30%, deschizînd cîmp larg de utilizare în construcții a diferitelor categorii de betoane ușoare.

În lumina celor arătate mai sus, Instrucțiunile C 53—69 prevăd, față de Instrucțiunile C 53—64, o lărgire substanțială a domeniului de utilizare a betoanelor cu zgură expandată, și anume a betoanelor de structură compactă de marcă B 150 — B 200 în domeniile: „Betoane de rezistență pentru pereți portanți și neportanți în panouri prefabricate și pereți turnați monolit pentru construcții civile, industriale și agrozootehnice".

Noi studii și experimentări în legătură cu utilizarea agregatelor cu zgură expandată, la betoanele armate sînt în curs și ele vor permite completarea prevederilor instrucțiunilor C 53—69 cu unele indicații în această direcție.

LUCRĂRI EXECUTATE ÎN ȚARĂ

Pe baza rezultatelor experimentale referitoare la compoziția betoanelor cu zgură expandată și în urma unor încercări preliminare efectuate în anul 1967 de laboratorul Trustului de construcții Deva s-a trecut la turnarea betoanelor de marcă B 150 în panourile mari de 30 cm grosime ale unui bloc experimental p + 4 cu 60 de apartamente la Deva, proiectat de ISCAS, bloc divizat în trei tronsoane experimentale, diferențiate prin natura armării con-

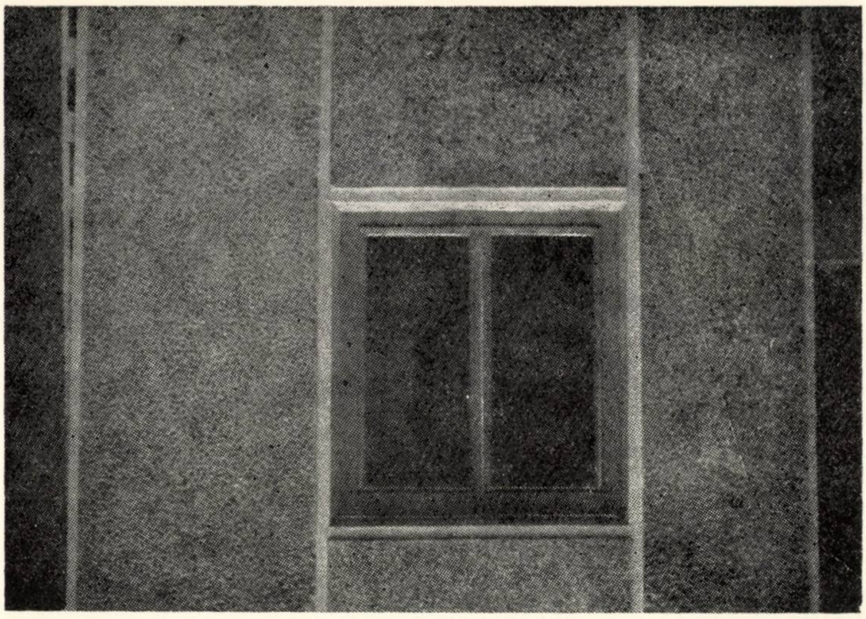


Fig. 2. Panouri mari de exterior din beton cu zgură expandată finisate la exterior în soluția de beton decorativ, executate la Poligonul de prefabricate Cluj.

structive (I nearmate, II armate după un contur, III armare orizontală cu cîte două bare bistahl așezate în patru rînduri). Darea în funcțiune a acestui bloc s-a făcut în 1968.

În anul 1969 s-au dat în funcțiune la Deva două blocuri a cîte 50 de apartamente (blocurile 4 și 6) din panouri mari, nearmate, cu zgură expandată, turnate pe același poligon experimental de șantier cu casete verticale din beton.

Pentru anul 1970, T.C. Deva are sarcina de a da în funcțiune, la Deva, 200 de apartamente, iar în Petroșani, 390 de apartamente din panouri mari cu zgură expandată.

În anul 1959 s-au executat de către Trustul de construcții Sibiu două blocuri a cîte 80 de apartamente gradul 2 de confort și două blocuri a cîte 60 de apartamente gradul 1 de confort, în soluția cu panouri mari turnate în casete verticale din beton cu zgură expandată B 150.

Pentru anul 1970, T.C. Sibiu are sarcina de a da în funcțiune în județul Sibiu, 340 de apartamente din panouri mari cu zgură expandată.

De asemenea, la Cluj, Calea Florești 117, s-au început în anul 1968 lucrările pentru un tronson experimental de hală de 18 m deschidere și 5 travee a 6 m, totalizînd deci o lungime de 30 m. Anexa acestui tronson este dezvoltată pe toată lungimea tronsonului și pe lățimea de 6 m, fiind prevăzută cu încăperi la parter și etaj.

În componența acestui tronson experimental, în afara altor elemente experimentale, sînt prevăzute pentru închiderea frontonului sud 20 de bucăți de panouri de 0,25 × 1,20 × 6,00 m din beton cu zgură expandată B 150 fără adaos de nisip de rîu, iar pereții exteriori și despărțitori de la parterul anexei sînt, de asemenea, executați din beton cu zgură expandată, parte prefabricați, parte turnați monolit.

Elementele componente ale casei scării anexei, ca : plăci podest, plăci înclinate suport trepte, precum și planșeul de la etajul anexei, sînt executate din beton armat monolit cu zgură expandată marca B 200, preparat după indicațiile din instrucțiunile C 53—69.

Pe baza unor convenții tehnico-științifice între DSAPC Cluj, T.C. Cluj și INCERC — Cluj s-a proiectat un bloc cu 20 de apartamente p + 4 avînd prevăzute panourile mari de exterior și de interior din beton cu zgură expandată B 150, respectiv B 200. Panourile mari exterioare de 28,5 cm grosime sînt finisate în exterior în soluția beton decorativ, iar celelalte operații tehnologice sînt efectuate după fluxul obișnuit de la Poligonul de prefabricate Cluj (cofraje metalice basculante autoîncălzitoare, proiect IPCT 1168 combinat cu 1120). Construcția acestui bloc va fi terminată în anul 1970, INCERC-Cluj urmînd a acorda asistența tehnică pe toată durata executării acestor lucrări.

CONSIDERENTE ECONOMICE

Prețul de cost al elementelor de construcție executate din beton cu zgură expandată este în mare parte influențat de costul agregatelor.

În mod informativ se dau în tabela 7 costurile agregatului loco C.S.H. încărcat în vagon și pentru orașul Cluj.

Tabela 7

Sort (mm)	Loco C.S.H. (lei/m³)	Transport c.f. Hunedoara-Cluj, vagon 60 t — 944 lei		Cost total rampă c.f. Cluj (lei/m³)
		(m³/vagon)	(lei/m³)	
0—7	16	57	16,60	33,00
7—15	24	69	13,70	38,00
15—30	24	69	13,70	38,00

Pe baza acestor indicații, analizele de preț pot fi adaptate după specificul fiecărei lucrări.

Se consideră necesar a se atrage atenția asupra problemei economice pe care o ridică protecția cu movital a armăturilor constructive, de montaj și asamblare înglobate în betoanele cu zgură expandată de marcă sub B 150, deoarece costul acestei protecții se ridică la aproximativ 2,50 lei/kg armătură Ø 10 mm (pentru blocul experimental de 20 de apartamente de la Cluj, proiect DSAPC, costul protecției cu movital a armăturilor constructive din panourile de exterior reprezintă 12 464 lei).

ÎNCHEIERE

Din analiza principalelor caracteristici fizicomecanice ale zgurii expandate de la C.S.H. și ale betoanelor preparate cu această zgură, și din compararea acestor caracteristici cu cele ale celorlalte zguri și betoane produse în străinătate, rezultă o apropiere suficient de bună.

Este necesară totuși luarea unor măsuri care să asigure o îmbunătățire a proceselor actuale de expandare și sortare, precum și o preocupare nouă în direcția diversificării producției prin crearea unor sortimente noi din zgură de furnal ca: nisip antiderapant, piatră spartă pentru lucrări de căi ferate, calupuri, borduri etc.

Dacă aspectele tehnice ale agregatului și betoanelor cu zgură expandată au fost în mare măsură elucidate, iar prin publicarea instrucțiunilor tehnice C 53—69 s-a pus la îndemînă proiectanților și executanților un prețios material, problema satisfacerii cererilor de agregate solicitate de către trusturile de construcții și de către unitățile Ministerului Construcțiilor Industriale este departe de a fi rezolvată.

Este cunoscut faptul că actualmente întreaga producție a stației de expandare C.S.H. este absorbită de unitățile Ministerului Industriei Materialelor de Construcție și că pentru cerințele actuale și de viitor apropiat ale celorlalte unități de construcții consumatoare, deocamdată nu se întrevăd posibilități de rezolvare.

Se consideră necesară o analiză la nivel republican a aspectelor arătate mai sus, cu luarea în considerare și a capacităților de producție ce se vor putea crea la Combinatul siderurgic Galați, deoarece aspectele tehnico-economice ce la oferă acest material duc la extinderea în continuare, în timp relativ scurt, a domeniilor de utilizare a lui în cele mai variate sectoare din construcții.

Bibliografie

[1] ÖNORM B 3313: *Hochofenschlacke.* Allgemeines, Ausgabetag, 31 Mai 1955, Fechnormenausschuss ,,Hüttenbaustoffe''

[2] ÖNORM B 3314: *Hüttenbims,* Ausgabetag 16 April 1955, Fachnormenausschuss ,,Hüttenbaustoffe''.

[3] ÖNORM B 3317: *Zuschlagstoffe aus Hochofenschlacke für die Bereitung von Beton,* Ausgabetag 17 Dezember 1956, Fachnormenausschuss ,,Hüttenbaustofte''.

[4] N F P18—302: *Béton et béton armé. Granulats lourds de laitiér de haut fourneau pour bétons de construction.* Homologuée le 30 septembre 1960, p. 1—3.

[5] N F P18—311: *Béton et béton armé. Laitier expansé.* Homologations succesives le 31 juillet 1957 et le 28 février 1961.

[6] INCERC — CLUJ: *Referat cu concluzii asupra caracteristicilor fizico-mecanice și chimice ale zgurilor expandate la C.S.H. și ale betoanelor preparate cu aceste zguri.* Poz. plan Ac. 22.14.1./1967.

[7] Negoiță A., Munteanu Gr., Varna E.: *Observations concernant des bétons légers à laitier expansé et leur utilisation à la fabrication des grands panneaux pour parois,* Bul. Inst. Pol. Iași, tom XIV, fasc. 1—2/1968, pag. 561—566.

[8] *Ministerul Construcțiilor Industriale: Instrucțiuni tehnice pentru utilizarea la betoane a agregatelor din zgură expandată,* indicativ C. 53—69.

[9] C.S.C.A.S.: *Instrucțiuni tehnice pentru prepararea și punerea în lucrare a betoanelor simple cu agregate de zgură expandată,* aprobate cu Ord. C.S.C.A.S. nr. 148 din 30 martie 1965, indicativ C. 53—64.

[10] Wesche Karlhans: *Regulations for reinforced and prestressed lightweight - aggregate concrete in various countries,* First International Congress on Lightweight Concrete, 1968, volume 1: Papers pag. 225.

[11] Kruml F.: *Contracția și curgerea betoanelor ușoare.* Traducere C.D.C.A.S. nr. T. 8173 din Baustoffindustrie (R.D.G.) nr. 11/1964.

[12] Chabrel L.: *Lés bétons légers. Présentation, analys. et exploitation des essais poursuivis à la Station expérimentale du C.S.T.B.* Conclusions sur les emplois de ces bétons. Cahiers du C.S.T.B. nr. 64, Octobre 1963.

[13] Gerwick C. Ben.: *Effective utilization of prestressed lightweight concrete,* din Proceedings of the First International Congress on Lightweight Concrete, London, May 1968.

UNELE REZULTATE ALE CERCETĂRILOR PRIVIND LIANŢII FOLOSIŢI LA PREPARAREA BETOANELOR PENTRU CENTRALELE ATOMO-ELECTRICE

Ing. Maria Enculescu şi ing. E. Marton

A. GENERALITĂŢI

Masivul principal al protecţiei reactoarelor cu instalaţie fixă ale centralelor atomo-electrice, al reactoarelor de cercetare, al acceleratoarelor nucleare, este construit din cel mai ieftin şi, în acelaşi timp, cel mai eficace material de construcţie: betonul obişnuit cu densitatea de 2 200—2 500 kg/m^3 [1,2,3,4].

Betoanele foarte grele, cu o densitate care poate atinge 6 200 kg/m^3, se folosesc pentru protejarea reactoarelor experimentale, unde se tinde în mod obişnuit să se obţină fascicule puternice de neutroni sau cuante gamma, folosite în cercetările de fizică nucleară [5,6,7,8].

Betoanele foarte grele apar indicate ca mijloc de protecţie biologică în zona activă a reactorului, la construcţiile de centrale atomo-electrice, ca material de protecţie a reactorului, la realizarea pereţilor de protecţie în laboratoarele de fizică atomică, pentru depozite sau săli de expunere în care se lucrează cu activităţi ridicate şi surse de radiaţii X, gamma şi neutroni, la realizarea adăposturilor antiatomice, la coborîrea fondului natural de radiaţie, în laboratoarele speciale unde se studiază procese ale fizicii nucleare.

În general, betoanele foarte grele se impun ca soluţie numai în cazurile în care, din motive tehnologice sau din alte cauze, se cere o limitare strictă a grosimii pereţilor de protecţie [9, 10, 11, 12].

Ca liant pentru betoanele de protecţie folosite la centralele atomo-electrice împotriva emisiilor de neutroni şi de cuante gamma, în general se folosesc cimenturile Portland, aluminoase magneziene, metalurgice, cimenturile Portland cu adaosuri de puzzolană, zgură, tras, liant ipsoaluminos etc., care trebuie să îndeplinească următoarele condiţii:

— rezistenţe mecanice ridicate (peste 400 kgf/cm^2);

— căldură de hidratare redusă (sub 60 cal/g la 7 zile);

— conţinut în aluminat tricalcic sub 5%, deoarece ecranele de protecţie fiind construcţii masive, în cazul unei valori mari a căldurii de hidratare a cimentului, datorită dilataţiei termice diferite, în masivul de beton se pot produce fisuri;

— conţinut ridicat de apă legată chimic, fiind cunoscut că în procesul de hidratare, cimenturile din producţia curentă leagă chimic cca 18—24% apă; pentru betoanele foarte grele sînt preferabile cimenturile care leagă o cantitate cît mai mare de apă, care se păstrează la temperaturi de 100...250°C;

— greutatea specifică ridicată, în vederea creşterii căreia este indicată măcinarea cimenturilor cu diferite adaosuri, cum ar fi baritina, sideritul, limonitul, magnetitul, fontele de diferite feluri etc., sau producerea de cimenturi cu conţinut ridicat în Ba, Sr, Cd, Sb, Cr, Mn, Co sau alte substanţe cu greutate specifică mai ridicată decît Ca [12, 13, 14, 15, 16, 17].

B. CERCETĂRI ASUPRA LIANŢILOR DIN PRODUCŢIA CURENTĂ A FABRICILOR DE CIMENT DIN ŢARA NOASTRĂ

Pentru experimentările în fază de laborator s-au selecţionat nouă tipuri de cimenturi din producţia curentă a fabricilor Braşov, Turda şi Fieni, un ciment produs în secţia lianţi şi un ciment din import: Superblanc-Lafarge.

1. **Analizele chimice şi mineralogice** ale cimenturilor folosite în studiu sînt redate în tabela 1, din care reiese că s-au selecţionat în studiu cimenturi Portland de compoziţie mineralogică diferită: cimentul alitic A 500 de la fabrica Braşov a avut un conţinut ridicat în alit (77%), iar cimenturile RIM şi BSS de la fabrica Turda au avut un conţinut de asemenea ridicat în alit (61,02—66,85%) şi un conţinut redus de C_2S (5—9%); fazele C_4AF şi C_3A sînt în cantităţi egale de cca 9% la ambele cimenturi.

Cimenturile RIM 200 şi RIM 300 de la fabrica Fieni au avut compoziţii chimice şi mineralogice foarte apropiate: C_3S 52,47 — 57,38%; C_2S 13,70 — 19,28%; C_4AF 7,48 — 8,36% şi C_3A 11,59 —12,91%.

Tot de la fabrica Fieni s-au colectat cimenturile M 400 şi cimentul Pz, care au avut un conţinut mai ridicat de C_2S (44%) şi conţinut mai redus de C_3S (23,54%).

În laboratorul de lianţi s-a produs şi un ciment P 400 cu 10% gips, în vederea studierii sale din punctul de vedere al tratamentului termic.

Tabela 1

Nr. crt.	Cimentul	Fabrica	PC (%)	SiO_2+ ins. (%)	Ins. (%)	Al_2O_3 (%)	Fe_2O_3 (%)	CaO (%)	MgO (%)	SO_3 (%)	Msi	MAl	Cst	C_3S	C_2S	C_4AF	C_3A
1	HRS	Brașov	4,73	27,92	1,17	4,91	4,99	53,85	0,90	1,47	2,67	1	—	37	34	9,00	10,00
2	A 500	Brașov	3,04	21,80	7,70	5,25	5,75	60,80	1,20	1,94	1,40	1	—	77	—	16,00	4,18
3	Aluminos	Comarnic	3,37	24,44	16,58	25,46	7,61	36,87	1,80	0,36	(MFe) 3,34	3,23	1,03	(CA) 30,96	(C_5A_3) 1,17	(C_4AF) 23,11	(C_2S) 22,53
4	RIM	Turda	2,47	19,75	0,31	5,66	3,10	63,16	0,42	1,97	2,21	1,82	1,005	66,85	5,33	9,42	9,76
5	BSS	Turda	3,29	19,83	0,62	5,45	2,98	60,91	0,66	3,25	2,27	1,82	0,98	61,02	9,06	9,06	9,41
6	RIM 200	Fieni	2,61	21,87	1,33	6,13	2,75	62,35	1,19	2,02	2,31	2,23	0,94	52,47	19,28	8,36	11,59
7	RIM 300	Fieni	3,35	20,34	0,47	6,44	2,46	62,70	0,69	1,11	2,23	2,61	0,97	57,38	13,70	7,48	12,91
8	M 400	Fieni	2,36	26,64	2,63	6,72	2,14	54,32	0,99	3,04	—	—	—	—	—	—	—
9	Pz	Fieni	2,82	22,73	1,17	6,90	2,26	59,82	1,29	3,44	2,40	3,22	0,89	23,54	44,00	6,18	13,00
10	Fără contracție P 400 + 10 % gips	ICMC	4,67	20,96	0,98	5,60	2,94	58,78	2,30	3,43	2,33	1,90	0,91	45,55	22,94	8,94	9,87
11	Blanc Lafarge	Franța	2,97	22,92	0,37	2,67	0,27	67,38	1,19	1,52	7,67	9,88	1,06	84,53	0,90	0,82	6,62

De asemenea s-a experimentat un ciment din import cu conținut foarte mare de alit (84,53%), cu conținut de 6,62% C_3A și conținut foarte redus de C_2S și C_4AF (sub 1%).

2. Analiza electrono-microscopică

Evoluția tehnicii actuale impune astăzi mult mai frecvent studierea comportării cimentului la temperaturi în general sub 300°C. Numeroase lucrări efectuate, fie pe beton, fie pe cimentul însuși, au furnizat multe date utile [18, 19, 20, 21,22,23,24,25).

Este cunoscut că într-un liant hidratat contribuția silicaților este esențială. Lachaud [26] și alți cercetători, prin lucrările lor actuale, au precizat rolul fazei silicatice pornind de la constituenți puri. S-a cercetat în primul rînd comportarea unui alit monoclinic hidratat în intervalul cuprins între temperatura obișnuită și 400°C.

Este cunoscut că silicații activi din ciment sînt alitul (C_3S) și belitul (βC_2S), cu diferiți oxizi în soluția solidă în rețea. Procesul hidratării alitului depinde de condițiile de încercare, dar în condiții normale (raportul a/c în jur de 0,4) are loc, după Brunnauer și colab. [18], reacția :

$$2\,C_3S + n\,(H_2O) \rightarrow 2\cdot SiO_2\cdot 3\,CaO\cdot 3\,H_2O +$$
$$+\,3\,Ca(OH)_2 \quad (C.S.H.)$$

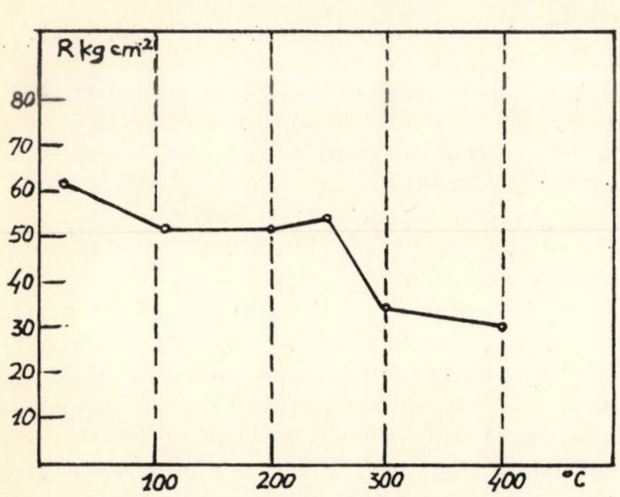


Fig. 1. Rezistențe (încercarea braziliană)

Natura apei prezente în faza CSH este încă imperfect cunoscută, însă pare să se repartizeze între o „apă absorbită" în echilibru cu mediul ambiant și o „apă structurală" sub forma hidroxililor.

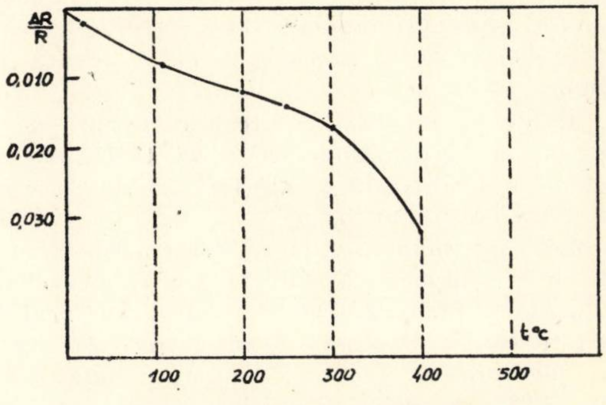


Fig. 2. Contracția după tratament

Probele din alit hidratat s-au supus timp de 6 luni tratamentului termic în cuptorul tubular (sub curent de argon), cu o creștere de temperaturi de 150°C/h și un palier de 24 de ore la fiecare temperatură. S-a urmărit evoluția rezistențelor mecanice prin încercarea braziliană.

Rezultatele din figura 1 sînt suficiente pentru a pune în evidență un domeniu pînă la 250°C, în care rezistențele sînt relativ constante, și un altul pînă la 300°C (temperatură care corespunde descompunerii Ca $(OH)_2$) în care pierderea de coeziune este importantă.

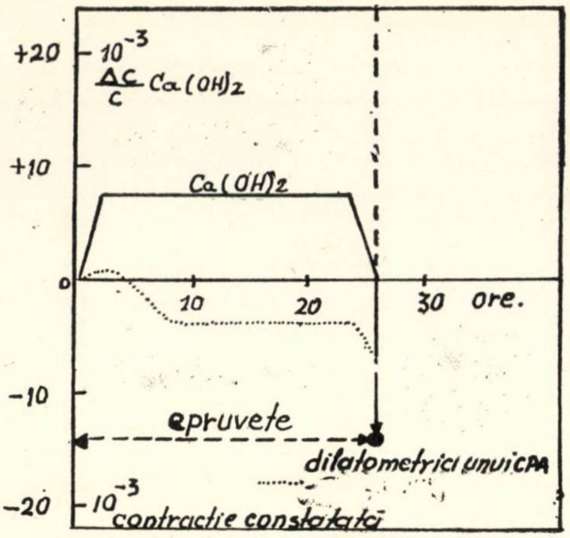


Fig. 3. Schematizarea unui ciclu la 250°C

Acest caracter conservativ al proprietăţilor de rezistenţă pînă la 250°C este destul de remarcabil. Sistemul studiat cuprinde în esenţă două faze : Ca $(OH)_2$ şi faza CSH ; între aceste faze, Ca $(OH)_2$ este caracterizat printr-un coeficient de dilatare ridicat, în timp ce, pentru faza CSH, pierderea apei este însoţită de o contracţie importantă. Menţinerea coeziunii în aceste condiţii implică o ajustare a particulelor de CSH, permiţînd conservarea forţelor de legătură. Contracţia epruvetelor este redată în figura 2.

Evident, contracţia înregistrată nu corespunde numai comportării fazei CSH, dar şi ciclului de dilatare al $CA(OH)_2$ şi contracţiei fazelor de silicaţi (fig. 3) în care faza CSH apare ca principalul factor al contracţiei cimentului la temperaturi ridicate. De asemenea s-a verificat curba obţinută în aceleaşi condiţii cu $Ca(OH)_2$. Această curbă (fig. 4) arată o pierdere a greutăţii aproape nulă pînă la 250°C ; rezultă că pierderea de apă observată pe eşantioane pînă la 250°C poate, în prima aproximaţie, să fie în esenţă atribuită fazei CSH.

Curba corespunzătoare din figura 5 redă destul de bine evacuarea rapidă a apei slab legate : o regiune de pantă minimală către 250°C, apoi semnal important datorită descompunerii $Ca(OH)_2$. Această descompunere nu este totală la 400° C şi urmele de hidroxid persistă probabil încă la 500°C.

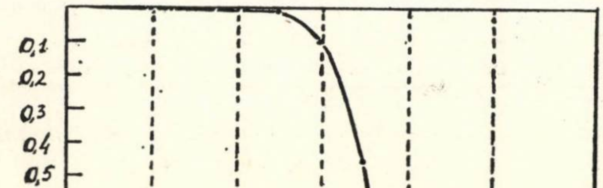


Fig. 4. Deshidratarea Ca $(OH)_2$ sub argon

Concluzia ce se poate trage din aceste rezultate este că faza CSH este susceptibilă de a pierde majoritatea apei pînă la 250°C fără o pierdere însemnată a coeziunii.

Rezultatele rezumate în figura 6 au stabilit conţinuturile ce se raportează de fiecare dată la greutăţile şi la temperatura corespunzătoare. Pastele hidratate ar cuprinde la 6 luni şi la 20°C 37% Ca $(OH)_2$ şi 12% alit nehidratat, şi deci 51% fază CSH.

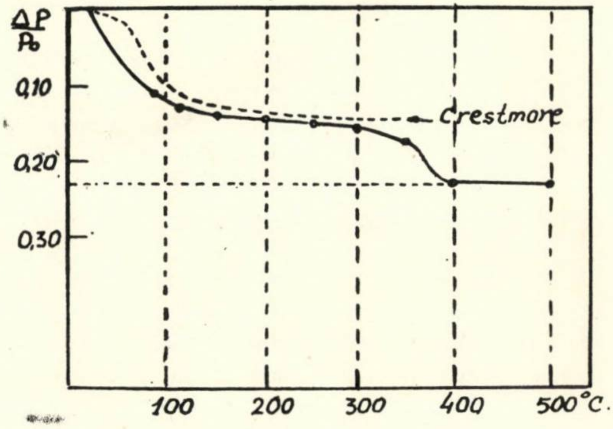


Fig. 5. Deshidratarea alitului sub argon

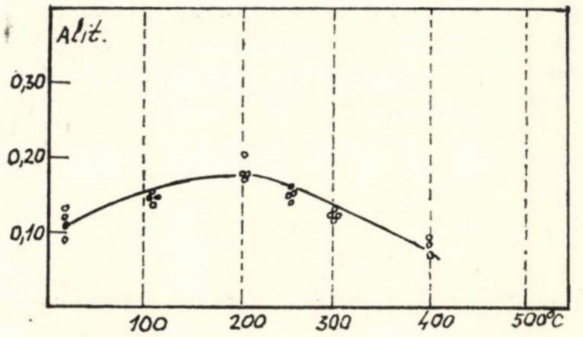


Fig. 6. Evoluţiile conţinuturilor în alit

Aceste valori sînt aproape în acord cu stoichiometria ecuaţiei de hidratare a alitului, cu toate că cantitatea de calce pusă în evidenţă este puţin prea scăzută. În ceea ce priveşte evoluţia conţinutului în Ca $(OH)_2$ în funcţie de temperatură, dispersia rezultatelor nu pare să autorizeze o concluzie.

Datele spectrografiei în infraroşu în banda 650—5 000 cm^{-1} confirmă că faza hidratată conţine o oarecare cantitate de apă moleculară eliminată în principal la 110°C ; de asemenea cuprinde hidroxili inegal legaţi, care nu sînt eliminaţi progresiv decît la temperaturi mai înalte. Dezhidroxilarea nu apare totală nici după 24 de ore la 400°C.

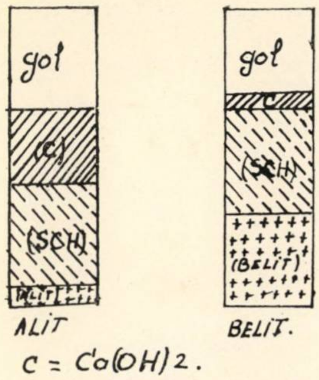


Fig. 7. Compoziţia volumică aproximativă a solidelor

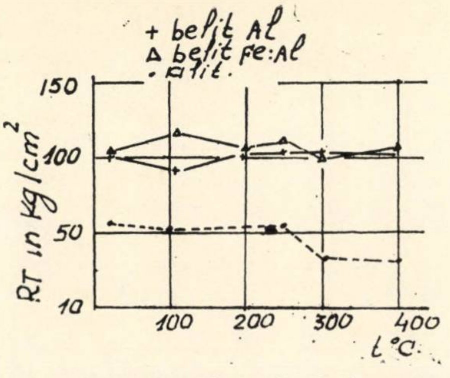


Fig. 8. Evoluţia rezistenţelor la încercarea braziliană

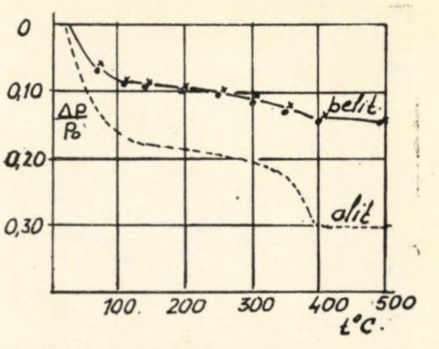


Fig. 9. Contracţiile la tratament termic

Datele obţinute prin difracţia razelor X duc la un conţinut în Ca $(OH)_2$ aproape de 37%, cu un grad de hidratare de 88% pentru probele uscate la 20°C.

Faza alit nehidratat prezintă o comportare destul de particulară şi conţinuturile în alit descresc peste 250°C, indicînd o reactivitate însemnată în stadiul solid la aceste temperaturi. Ansamblul rezultatelor arată că, din punctul de vedere al constituţiei, temperatura de 250°C poate fi privită drept „critică'' în comportarea acestor produse.

Lachaud, într-o lucrare foarte recentă [27], a completat datele, urmărind evoluţia celui de-al doilea silicat activ al cimenturilor Portland: belitul. Cercetările s-au făcut tot pe cilindri mici de 10 × 10 mm, trataţi la temperaturi crescînde şi sub curent de gaz inert (argon). Probele s-au hidratat 6 luni.

Reacţia de hidratare a belitului este perfect definită, în condiţii obişnuite, prin formula:

$$3\beta C_2S+n(H_2O)\rightarrow \underbrace{2SiO_2\cdot 3CaO\cdot 3\,H_2O}_{CSH} + Ca(OH)_2$$

care indică aceiaşi compuşi formaţi ca şi la alit, însă proporţia relativă de Ca $(OH)_2$ este mult mai ridicată în cazul alitului.

Rezultatele obţinute sînt reprezentate în figurile 7 şi 8, din care reiese că rezistenţele alitului, destul de bine conservate pînă la 250°C, scad simţitor peste 300°C.

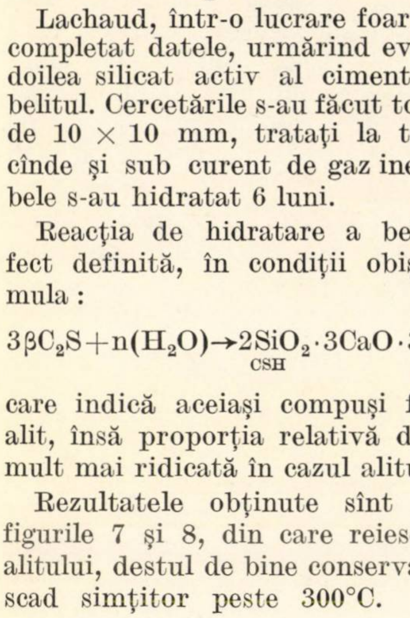


Fig. 10. Deshidratările comparate alit-belit

Compararea contracţiilor (fig. 9) arată că cele două probe de βC_2S sînt indiscernabile, însă contracţia de ansamblu este sensibil mai mică. Proporţia volumetrică ocupată de faza CSH în solid se manifestă mai intens în cazul alitului decît în acela al belitului (fig. 10).

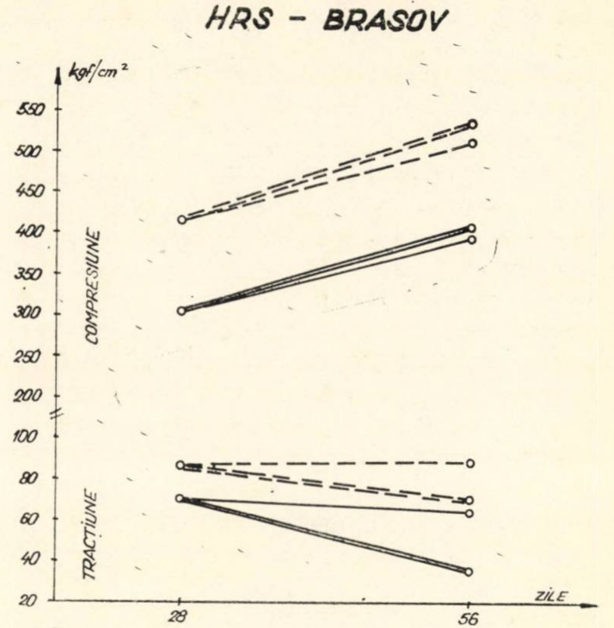


Fig. 11

Pe baza datelor lui Lachaud [26,27], cele nouă tipuri de cimenturi din producţia curentă a fabricilor din ţara noastră au fost supuse analizei electrono-microscopice (cu aparatul japonez tip E.J.K.70).

Preparatele supuse observaţiei s-au obţinut prin pulverizare într-un mojar de agat şi formare de suspensie în alcool absolut.

În vederea studierii comportării compuşilor hidrataţi în timp de la 2 ore la 7 zile, la temperatura obişnuită, cît mai ales la temperatură ridicată de 300°C, temperatură ce se poate produce datorită fluxului de radiaţie gamma şi neutroni rapizi care lovesc ecranele protectoare de beton, pentru fiecare probă de ciment s-a procedat în modul următor:

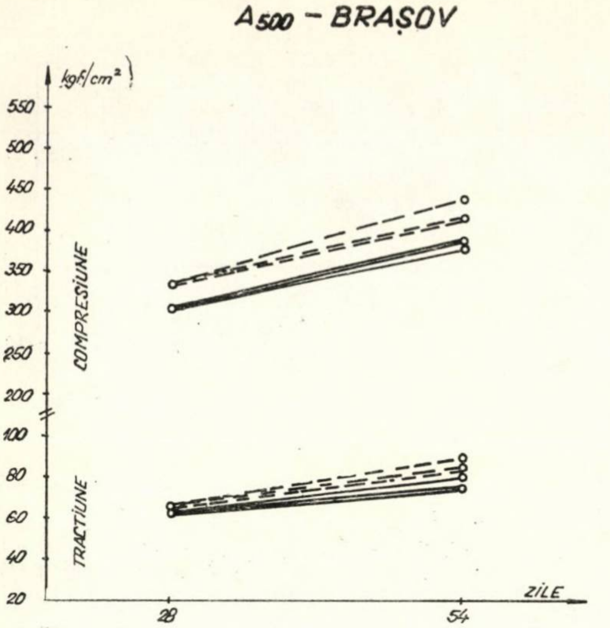


Fig. 12

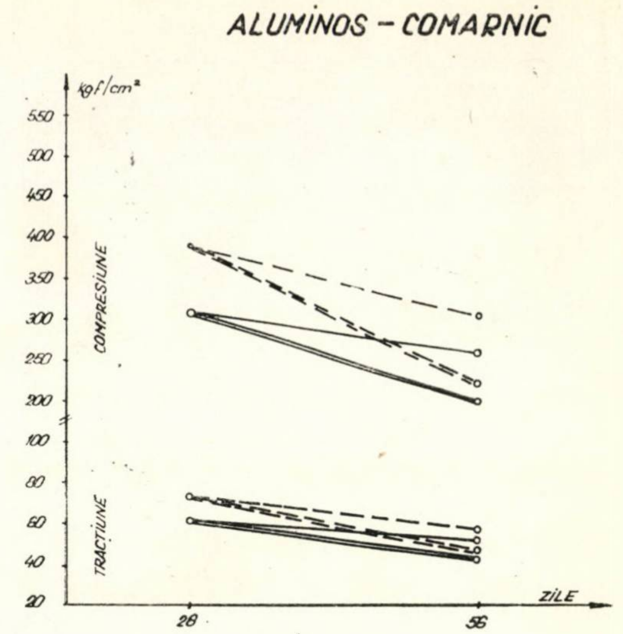


Fig. 13

a) S-a făcut o pastă cu apă distilată, cu raport a/c = 0,5. S-a luat o probă după 2–3 ore de la amestecarea cu apă şi s-a observat formarea compuşilor hidrataţi sub forma unor baghete, prisme, ace, franjuri caracteristice hidrosilicaţilor, hidroaluminaţilor şi hidroferiţilor care abundă alături de o parte a compuşilor nehidrataţi.

La cimentul Superblanc-Lafarge, cu conţinut de 84,5 % alit, prin hidratare timp de 2 ore se observă ace-baghete ale hidrosilicaţilor CSH de tip tobermoritic (foto A), similare celor prevăzute de Taylor [20].

S-a constatat că după ce a fost hidratat 2 ore, prin încălzire la 300°C timp de 10 minute, în condiţiile vidului din coloana microscopului electronic, cristalele de neoformaţie ale hidrosilicaţilor de tip tobermoritic CSH nu se deformează, nu dispar (fig. 12).

La cimentul cu 10% gips se observă, după 2 ore de hidratare, particule de ciment CSH acoperite cu formaţiuni de tip etringit asemănătoare cu cele obţinute de Taylor [20]. Prin încălzire timp de 5 minute la 300°C, alura neoformaţiunilor hidratate apare neschimbată.

Cimentul HRS Temelia, cu conţinut aproape egal de alit (37%) şi belit (34%) prezintă prin hidratare neoformaţiuni de hidrosilicaţi sub formă de ace de alit şi baghete prismatice de belit (foto C) foarte asemănătoare βC_2S-ului [20].

Prin încălzire la 300°C timp de 5 minute, cimentul HRS – care are un conţinut de C_4AF de cca 9% şi C_3A de cca 10% şi care, prin hidratare, produce faza CAH şi probabil C_4 (AFS) hidratată exagonală, cum rezultă din probele cristalelor de neoformaţiuni ale hidrosilicaţilor CSH şi hidroaluminaţilor CAH şi C_4 (AFS) provenite din hidratarea C_3S, C_2S, C_4AF şi C_3A – nu prezintă modificări (foto D).

La cimentul A 500 Temelia, prin hidratare timp de 3 ore, se constată cristale tipice de CSH provenite din alit şi cristale de CAH sau C_4 (AFS) hidratat. Prin încălzire timp de 5 minute la 300°C, în condiţiile vidului din coloana microscopului electronic, neoformaţiunile de hidrosilicaţi şi hidroaluminaţi apar nemodificate.

La cimentul aluminos Comarnic, caracterizat prin conţinut de monoaluminat de calciu

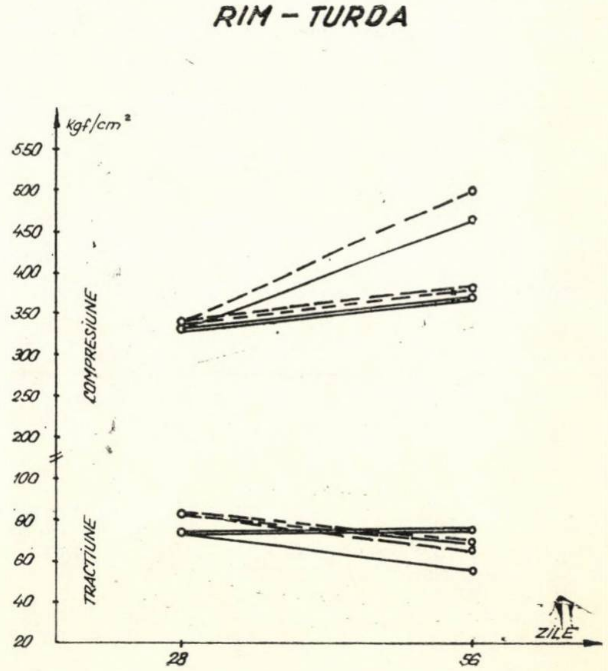


Fig. 14

(30–96%) şi conţinut aproape egal de C_4AF (23,11%) şi C_2S (22,53%), prin hidratarea timp de 3 ore a monoaluminatului de calciu se formează CAH. Compusul C_4AF prin hidratare dă naştere compusului C_4AFS, corespunzător celui obţinut de Taylor [20].

La cimentul PZ (Fieni) apar, prin hidratare timp de 3 ore, hidrosilicaţi în formă de prisme, caracteristici pentru βC_2S (Taylor [20]), precum şi hidrosilicaţi CAH şi C_4 (AFS) hidrataţi, corespunzători compuşilor C_3A şi C_4AF, compuşi care nu dispar prin menţinerea timp de 5 minute la 300°C.

La cimenturile M 400, RIM 200, RIM 300 şi BSS de la fabrica Turda, cu compoziţie chimică şi mineralogică asemănătoare, hidratarea C_3S şi C_2S timp de 3 ore duce la apariţia de compuşi de tip tobermoritic CSH, caracteristici componenţilor mineralogici principali ai cimentului Portland şi ai zgurii metalurgice, care nu-şi pierd forma, ceea ce demonstrează păstrarea proprietăţilor şi a grupelor hidroxilice la tratamentul termic de 5 minute la 300°C.

b) Din pasta de ciment preparată, menţinută în atmosferă umedă, s-a prelevat o altă probă la o zi.

La cimentul alitic Lafarge se constată existenţa, pe granulele de ciment hidratat, a baghetelor de C_2S înconjurate de cristale aciculare de CSH, rezultate din hidratarea C_3S. Cristalele sînt de dimensiuni reduse, datorită fineţii mari de măcinare a cimentului. La microscopul electronic apar formele caracteristice compuşilor hidrataţi care rezistă la tratamentul termic de 300°C timp de 5 minute.

La cimentul cu 10% gips, în afara hidrosilicaţilor, hidroaluminaţilor şi hidroferiţilor caracteristici hidratării C_3S, C_2S, C_3A şi C_4AF, apar cristale caracteristice etringitului; şi la acest ciment se observă că microcristalele de neoformaţii hidratate la o zi, nu-şi modifică forma prin încălzire la 300°C timp de 5 minute.

O comportare la fel de bună la tratamentul termic o au şi cimenturile HRS Temelia, RIM Turda şi BSS Turda.

La cimentul A 500 Temelia se observă o deformare a neoformaţiilor hidratate la tratament termic de 300°C timp de 5 minute: marginile hidrosilicaţilor, hidroaluminaţilor şi hidroferiţilor sînt fragmentate, crestate.

Cimentul aluminos de la fabrica Comarnic nu-şi modifică conturul hidroaluminaţilor şi al hidroferiţilor prin încălzire la 300°C.

Cristalele de alit hidratat sînt parţial modificate sau dispar prin tratamentul termic la cimenturile RIM 200 Fieni şi RIM 300 Fieni. Cimentul M 400 Fieni prezintă o bună comportare la tratamentul termic de 300°C, timp de 5 minute, conturul şi forma cristalelor rezultate din hidratarea componenţilor mineralogici principali rămînînd neschimbate după tratamentul termic.

c) După o perioadă de 7 zile s-a luat o nouă probă, care a fost observată în aceleaşi condiţii ca cele expuse mai sus.

La cimentul Superblanc Lafarge hidratat 7 zile s-a observat dispariţia cristalelor aciculare sau a baghetelor. Granulele existente au forme în general rotunjite, însă fără contururi regulate; prin încălzire timp de 5 minute la 300°C nu s-a observat nici o modificare.

De asemenea, la cimenturile cu 10% gips se constată dispariţia cristalelor (baghete, prisme, ace) caracteristice neoformaţiilor de hidratare a compuşilor silicatici, aluminatici şi feritici, care au luat naştere în prima perioadă de hidratare (2 ore sau o zi).

Cristalele de βC_2S hidratat apar, la cimentul HRS Temelia, deformate, fragmentate după o perioadă de 7 zile, în comparaţie cu aspectul lor în primele 2–3 ore sau 24 de ore de hidratare. Prin încălzire la 300°C nu se constată diferenţe sensibile.

La cimentul A 500 Temelia de asemenea nu se constată diferenţe sensibile prin tratarea termică la 300°C a probelor hidratate timp de 7 zile.

Neoformaţiile cristaline ale cimentului aluminos Comarnic, prin hidratare timp de 7 zile, apar fragmentate, nemairecunoscîndu-se aspectul cristalelor iniţiale la o zi; tratamentul termic nu modifică alura granulelor de ciment hidratat timp de 7 zile.

La cimenturile Pz Fieni, RIM 200 Fieni, RIM 300 Fieni apare fenomenul de macerare a cristalelor de neoformaţiuni de hidratare care se constată mai pregnant la cimentul RIM Turda şi mai slab la cimentul BSS Turda.

3. Variaţia scăderii în greutate a mortarelor supuse la tratamentul termic

Pentru studiul influenţei tratamentului termic asupra scăderii în greutate a mortarelor plastice, s-a procedat astfel: s-au confecţionat probe (prisme 4 × 4 × 16 cm), din mortar plastic, folosind nisipul trifracţionar IREM-Lugoj şi raportul a/c = 0,5 (conf. STAS 5156—69). Pentru comparaţie s-a procedat la confecţionarea unor prisme cu baritină de Ostra trifacţionară (rezultată din măcinarea şi sortarea baritinei naturale).

Regimul de păstrare a probelor netratate termic a fost de 28 de zile apă, urmate de 28 de zile aer. Regimul de păstrare la tratamentul termic a fost 28 de zile apă, urmate de 14 zile aer şi 14 zile supuse la tratamentul termic pe o faţă la 250°C; pentru comparaţie s-au menţinut probele 28 de zile în apă şi 28 zile în aer.

Tabela 2

Nr. crt.	Mortare plastice		Greutatea medie a epruvetelor (g) şi % mediu de scădere a greutăţii							
			Netratate termic			Tratate termic la 250 °C				
			După 28 zile apă	După 28 zile apă + 28 zile aer	%	După 28 zile apă	28 zile apă + 28 zile aer	%	28 zile apă + 14 zile la 250°C	%
1	HRS Braşov	cu nisip	595	575	3,36	592	580	2,02	534	9,80
		cu baritină	833	813	2,40	828	817	1,33	770	7,00
2	A 500 Braşov	cu nisip	602	566	6,00	599	582	2,83	555	7,36
		cu baritină	828	797	3,74	836	819	2,02	775	7,30
3	Aluminos Comarnic	cu nisip	573	568	0,87	566	563	0,53	536	5,30
		cu baritină	807	803	0,50	803	799	0,50	772	3,86
4	RIM Turda	cu nisip	586	567	3,24	586	580	1,02	528	10,24
		cu baritină	841	820	2,49	828	826	0,24	763	7,85
5	BSS Turda	cu nisip	583	572	1,88	577	573	0,69	531	7,97
		cu baritină	834	823	1,32	830	829	0,12	782	5,78
6	RIM 200 Fieni	cu nisip	603	578	4,13	606	602	0,66	549	9,45
		cu baritină	836	813	2,75	838	833	0,60	773	7,76
7	RIM 300 Fieni	cu nisip	561	—	—	576	572	0,69	537	6,77
		cu baritină	789	—	—	807	806	0,12	765	5,20
8	M 400 Fieni	cu nisip	579	565	2,42	578	573	0,86	525	9,17
		cu baritină	824	810	1,69	819	817	0,24	758	7,44
9	Pz Fieni	cu nisip	581	569	2,23	572	571	0,17	525	8,21
		cu baritină	809	797	1,48	821	818	0,36	756	7,91
10	Fără contracţie P 400+10% gips	cu nisip	597	583	2,34	597	597	0,00	542	9,21
		cu baritină	835	820	1,80	842	840	0,23	777	7,72
11	Blanc Lafarge	cu nisip	584	575	1,54	587	584	0,51	741	7,83
		cu baritină	819	809	1,22	819	813	0,73	765	6,59

Epruvetele cu nisip trifracţionar şi cu baritină, folosind cimenturile analizate mai sus, au fost cîntărite, rezultînd valorile din tabela 2.

Din examinarea rezultatelor obţinute se poate conchide că epruvetele cu cimenturile HRS Temelia au pierdere în greutate mai mică la probele cu baritină, decît la probele cu nisip trifracţionar, la toate regimurile de păstrare a epruvetelor tratate termic (1,33% faţă de 2,2%; 2,40% faţă de 3,36% şi 7,00% faţă de 9,80%). Cea mai importantă scădere în greutate se constată la epruvetele tratate termic, prin evaporarea intensă a apei libere şi a unei cantităţi de apă de cristalizare.

Epruvetele cu ciment A 500 Temelia tratate termic au pierdere în greutate de 7,36% cu nisip şi 7,30% cu baritină, faţă de cele netratate termic care au o pierdere de 2,83%, respectiv 2,2% la regimul 28 zile aer (după păstrarea 28 de zile în apă), sau 6,00% şi 3,74% la regimul 28 de zile aer (după păstrarea 28 de zile în apă).

Cimentul aluminos Comarnic prezintă după tratamentul termic o scădere în greutate de 5,30% (nisip) şi 3,86% (cu baritină), faţă de 0,53%, respectiv 0,50% pierderile în greutate după 28 zile menţinere în aer (după păstrarea 28 de zile în apă) şi de 0,87%, respectiv 0,50% după 28 de zile aer.

Se observă din tabela 2 că din seria celor 11 cimenturi analizate epruvetele din ciment aluminos Comarnic prezintă cele mai reduse valori ale scăderii greutăţilor în diferite medii de păstrare.

Epruvetele cu cimenturile RIM 200 Turda şi cu nisip trifracţionar au scăderi sensibile de greutate în comparaţie cu cele cu nisip de baritină.

Din tabela 2 rezultă că epruvetele cu ciment BSS Turda au scăderi în greutate de 7,97%; 5,78% după tratamentul termic la 250°C, faţă de 0,69% şi 0,12% după 28 zile aer, iar după 28 de zile aer valoarea scăderii în greutate este de 1,88%—1,32%.

De asemenea, epruvetele de mortar plastic cu ciment RIM 200 Fieni au scăderea în greutate de 9,45%, respectiv 7,76% după 14 zile de tratament termic la 250°C, faţă de 0,66—0,60% după 28 zile aer, în timp ce după 28 de zile au valori de 4,13—2,75%, cum rezultă din tabela 2.

Epruvetele din mortar plastic cu RIM 300 Fieni arată o scădere a greutăţii de 6,77%—5,20% după tratamentul termic la 250°C, faţă de 0,69%—0,12% după 28 zile aer.

Din tabela 2 reiese că cimentul M 400 Fieni prezintă, după tratamentul termic la 250°C, reduceri în greutate de 9,17—7,44% faţă de

0,86—0,24% după 28 zile aer, şi 2,42—1,69% la 28 de zile aer, în schimb epruvetele confecţionate cu Pz Fieni se caracterizează prin scăderi de greutate în valoare de 8,21 — 7,91 % la tratamentul termic la 250°C, faţă de 0,17—0,36% după 28 zile păstrare în aer, în timp ce, după păstrarea timp de 28 zile în aer, valorile de scădere în greutate sînt de 2,23 şi 1,48%.

Epruvetele confecţionate din ciment cu 10% gips supuse la tratamentul termic de 250°C dau reduceri în greutate de 9,21—7,72% faţă de regimul 28 zile aer, la care se obţin valori foarte reduse, neglijabile, de 0—0,23% şi valori destul de mici de 1,80—1,54% după 28 de zile aer, cum rezultă din tabela 2. De asemenea epruvetele din mortare plastice confecţionate cu ciment din import Superblanc Lafarge se caracterizează prin scăderea în greutate de 7,83—6,59% după tratamentul termic la 250°C, şi de 0,51—0,73% la 28 zile aer, iar după 28 de zile aer scăderea în greutate a avut valori de 1,54 — 1,22% (cum rezultă din tabela 2).

4. Variaţia densităţii mortarelor

Mortarele cu ciment şi nisip trifracţionar se caracterizează prin valori mult mai mici ale densităţii faţă de mortarele cu ciment şi nisip din baritină, la 28 de zile apă urmate de 14 zile aer; prin tratamentul termic la 250°C greutăţile specifice sînt mai reduse, deoarece se evaporă apa nelegată (liberă), precum şi apa de cristalizare legată fizico-chimic. Din tabela 3 reiese că în cazul cînd se foloseşte baritina, densităţile mortarelor plastice, în toate regimurile de păstrare şi tratate termic, sînt mai ridicate cu cca 40—45% faţă de ale mortarelor plastice cu nisip trifracţionar.

Tabela 3

Nr. crt.	Mortare plastice		Greutatea specifică a mortarelor (kgf/cm²) 28 zile apă	28 zile apă + 14 zile aer	28 zile apă + 28 zile aer + 14 zile la 250°C
1	HRS Braşov	cu nisip	2,310	2,270	2,080
		cu baritină	3,240	3,200	3,000
2	A 500 Braşov	cu nisip	2,340	2,270	2,170
		cu baritină	3,270	3,200	3,020
3	Aluminos Comarnic	cu nisip	2,210	2,190	2,090
		cu baritină	3,130	3,110	3,010
4	RIM Turda	cu nisip	2,290	2,270	2,070
		cu baritină	3,230	3,230	2,980
5	BSS Turda	cu nisip	2,210	2,210	2,080
		cu baritină	3,240	3,240	3,060
6	RIM 200 Fieni	cu nisip	2,370	2,370	2,100
		cu baritină	3,230	3,210	3,020
7	RIM 300 Fieni	cu nisip	2,210	2,210	2,090
		cu baritină	3,110	3,110	2,980
8	M 400 Fieni	cu nisip	2,210	2,210	2,080
		cu baritină	3,200	3,200	2,910
9	Pz Fieni	cu nisip	2,210	2,210	2,080
		cu baritină	3,200	3,200	2,910
10	Fără contracţie	cu nisip	2,340	2,340	2,100
		cu baritină	3,290	3,290	3,020
11	Blanc Lafarge	cu nisip	2,290	2,290	2,090
		cu baritină	3,200	3,170	2,980

Astfel, densitatea mortarelor plastice menţinute 28 de zile în apă, confecţionate cu nisip trifracţionar, variază între 2,2 şi 2,3 kg/cm³, în timp ce mortarele plastice confecţionate cu baritină au greutăţile specifice între 3,2 şi 3,3 kg/cm³.

După 28 de zile apă, urmate de 14 zile aer, mortarele plastice cu nisip trifracţionar au densităţile cuprinse între 2,190 şi 2,370 kg/cm³, în timp ce mortarele plastice confecţionate cu baritină au greutăţile specifice cuprinse între 3,11 şi 3,29 kg/cm³.

Probele de mortare plastice confecţionate cu nisip trifracţionar, după tratamentul termic la 250°C timp de 14 zile (după ce au fost păstrate timp de 28 de zile în apă şi 14 zile în aer) au valori ale densităţii cuprinse între 2,07 şi 2,17 kg/cm³, iar probele de mortare plastice confecţionate cu baritină au valori cuprinse între 2,98 şi 3,06 kg/cm³ cum rezultă din tabela 3.

5. Variaţia rezistenţelor fizico-mecanice ale mortarelor supuse la tratamentul termic

Rezistenţele mecanice la tracţiune din încovoiere şi la compresiune, în general sînt afectate mai mult sau mai puţin prin tratamentul termic la 250°C timp de 14 zile (după 28 zile apă şi 14 zile aer) aşa cum rezultă din figurile 11—21.

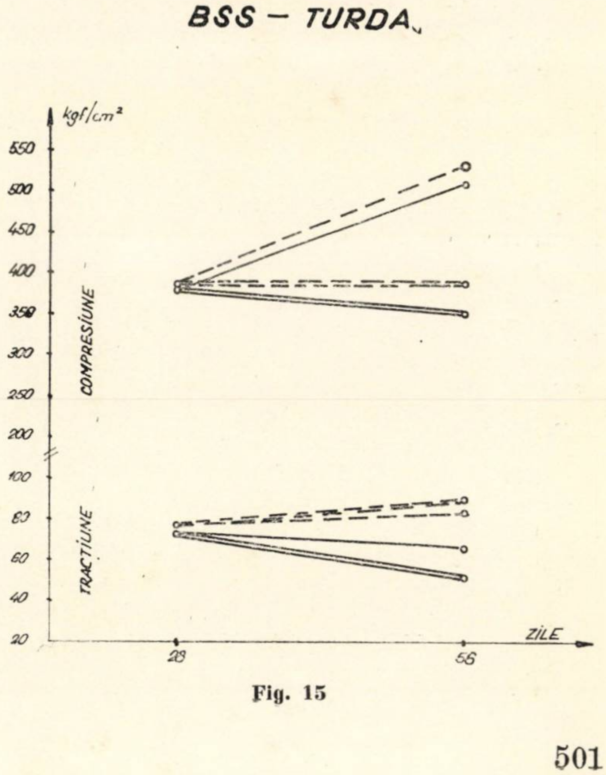


Fig. 15

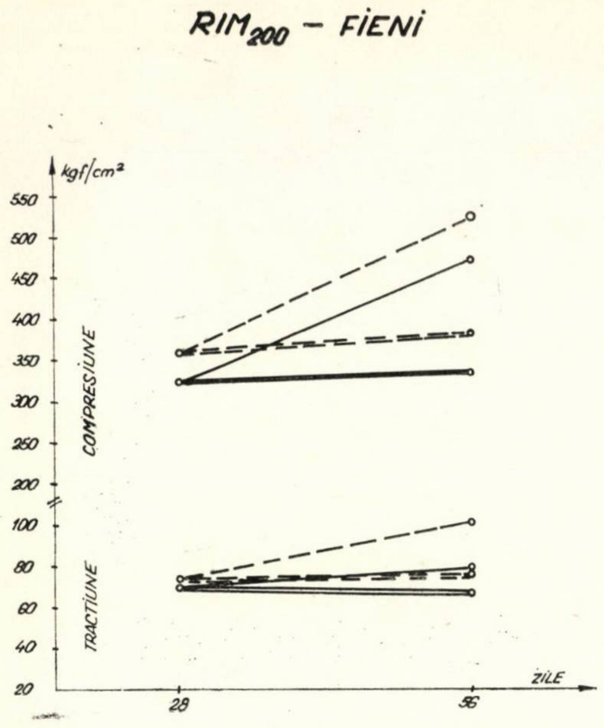


Fig. 16

Probele de mortare plastice cu ciment HRS Braşov confecţionate cu nisip trifracţionar şi tratate termic la 250°C timp de 14 zile prezintă scăderi de rezistenţă de 18,72 % faţă de 14 zile, aer, iar la compresiune o creştere de 3,31 %, în timp ce probele confecţionate cu baritină au o reducere de rezistenţă la încovoiere de 43,77 % şi o creştere a rezistenţei la compresiune de 5,33 % (fig. 15).

Probele confecţionate cu ciment A 500 Braşov şi cu nisip trifracţionar prezintă o bună stabilitate la tratamentul termic. Rezistenţele mecanice la încovoiere ale epruvetelor cu nisip, după 14 zile de tratare la 250°C (după ce au împlinit vîrsta de 28 de zile în apă), sînt mai reduse cu 4,50 %, iar cele cu baritină cu 2,87 %; la compresiune cu 5,0 % (cu nisip) şi mai mari cu 0,26 % (cu baritină) (fig. 16).

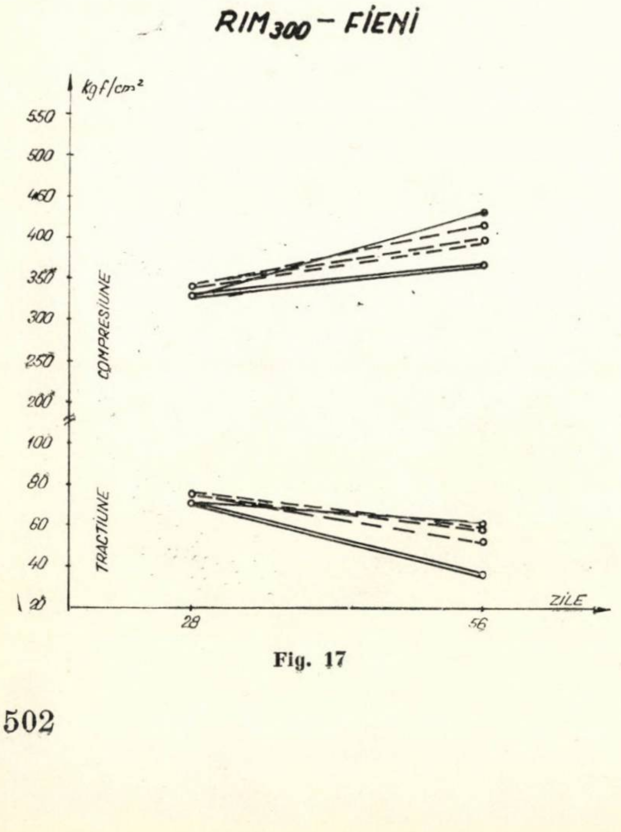


Fig. 17

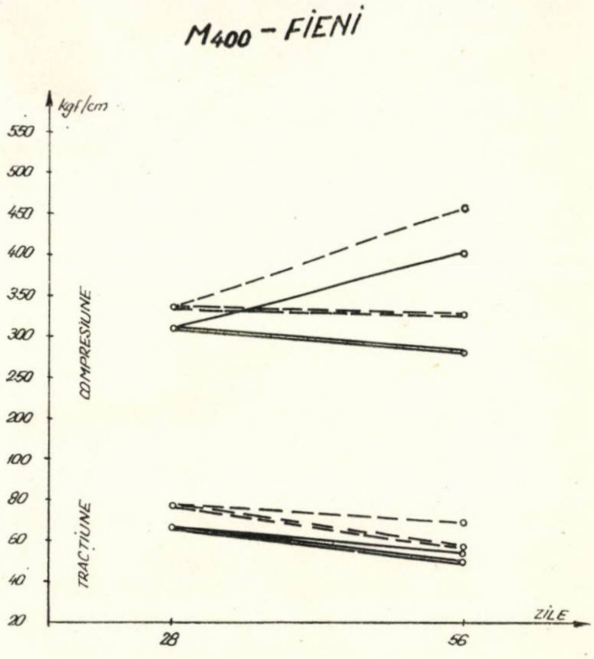


Fig. 18

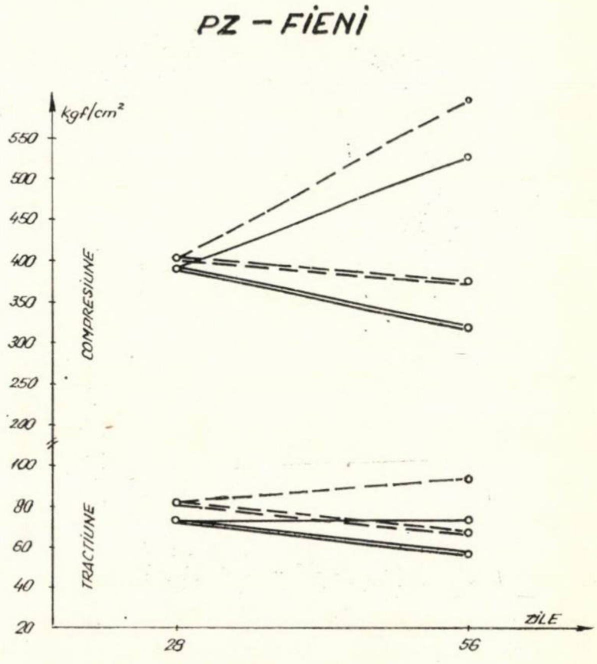


Fig. 19

Cimentul aluminos Comarnic se comportă mult mai slab la tratamentul termic ca precedentele; astfel, rezistenţele la încovoiere scad cu 18,65 % (probele cu nisip), respectiv cu 14,38 % (probele cu baritină), iar la compresiune cu 26,07 % (probele cu nisip) şi 28,78 % (probele cu baritină) (fig. 17).

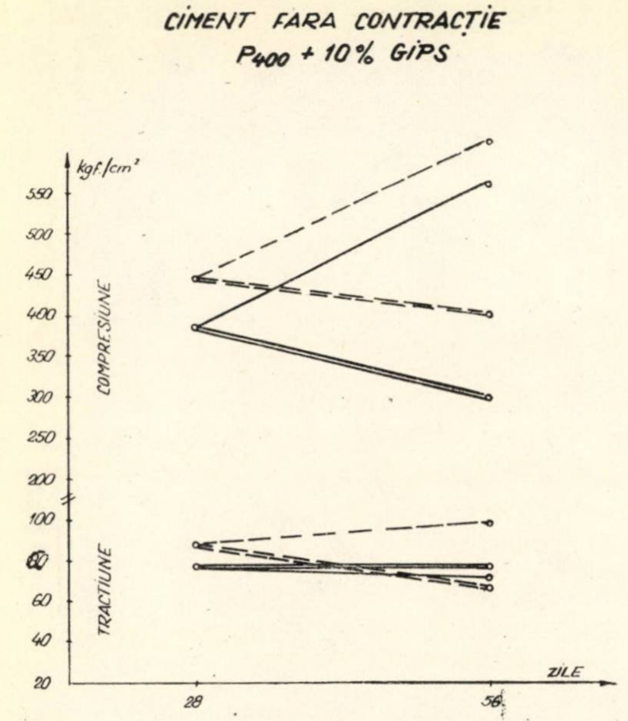


Fig. 20

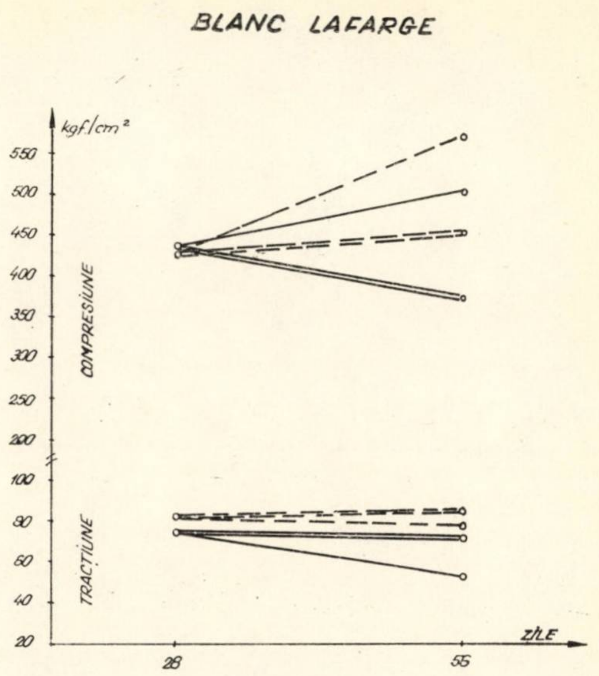


Fig. 21

Epruvetele din mortare plastice și cu ciment RIM Turda confecționate cu nisip prezintă creșteri de rezistență mecanică de 4,38 %, iar probele cu baritină au creșteri sensibile, de 33,51 %, în timp ce la compresiune se constată diminuări de 23,01 și 20,13 % (fig. 18).

Epruvetele din mortare plastice cu ciment BSS Turda și nisip, supuse tratamentului termic la 250°C, au creșteri de 7,85 %, iar cele cu baritină au scăderi de 20,86 %, în timp ce la compresiune se constată diminuări ale rezistențelor mecanice de 26,47 % și 30,00 %, cum rezultă din figura 19. Probele din mortare plastice cu ciment RIM 200 Fieni și nisip au rezistențele la încovoiere mai reduse cu 27,00 % după tratamentul termic la 250°C; probele cu baritină au rezistențele mecanice mai reduse cu 12,30 % la încovoiere și cu 27,29 % la compresiune (cu nisip) și 29,24 % (cu baritină) (figura 20).

Epruvetele din mortare plastice cu ciment RIM 300 Fieni prezintă creșteri de rezistență de 11,10 % la încovoiere, pe cînd cele cu baritină au scăderi de 27,27 %. Rezistențele la compresiune sînt mai reduse cu 4,32 % (cu nisip), respectiv 13,70 % (cu baritină) (fig. 21).

Mortarele plastice confecționate cu ciment M 400 Fieni și nisip au rezistențele la încovoiere mai reduse cu 12,17 % după tratamentul termic, iar cele cu baritină cu 6,67 %; scăderile de rezistență la compresiune sînt însă sensibil mai mari: 28,29 % (cu nisip) și 30,00 % (cu baritină) (fig. 22). Probele din mortare plastice

Tabela 4

Analiza chimică	Cimentul I	Cimentul II
Pc — %	0,16	0,42
SiO_2 + insolubil, %	12,05	13,12
Al_2O_3 %	6,49	10,37
FeO_3 %	5,64	0,48
CaO %	0,56	1,33
MgO %	1,19	0,15
BaO %	73,46	71,56
BaO liber %	1,11	—
Greut. specifică g/cm³	4,52	4,40
Supraf. specifică cm²/g	3 220	3 200
R/900 %	2,8	3,6
R/4900 %	12,85	11,16
Apa de consistență normală %	13,16	15,16
Priza, începe-sfîrșește	20′—45′	$1^h20'$—$2^h40'$
Rezist. mecanice kgf/cm²		
tracțiune la 3 zile	9,8	6,5
,, la 7 zile	7,4	7,1
,, la 28 zile	8,2	10,1
Rezist. la compresiune kgf/cm²		
la 3 zile	128	165
la 7 zile	130	170
la 28 zile	180	210

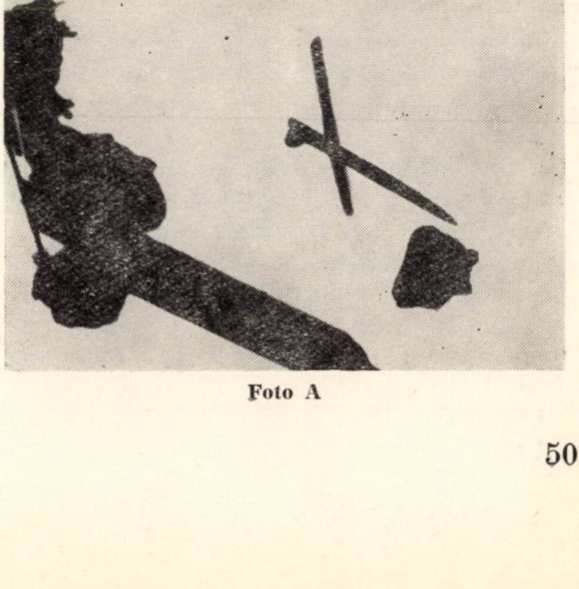


Foto A

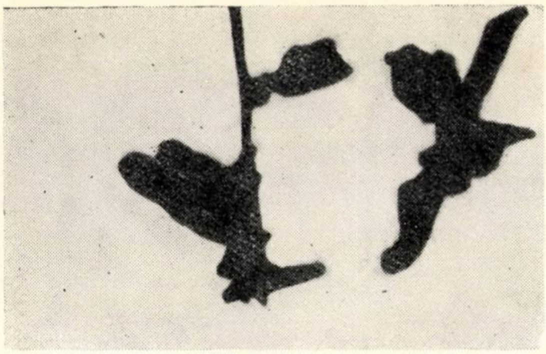


Foto B

confecționate cu Pz Fieni și nisip au rezistențele, după 14 zile de tratare la 250°C mai reduse la încovoiere cu 27,66 % (cu nisip) și 22,44 % (cu baritină), și la compresiune mai reduse cu 37,57 %, respectiv 39,81 %, ceea ce dovedește o comportare necorespunzătoare la tratamentul termic (fig. 23).

Epruvetele din mortare plastice din ciment P 400 cu 10 % gips și cu nisip trifracționar la tratamentul termic au reduceri importante de rezistență mecanică la încovoiere (31,98 %), și creșteri de 6,67 % (cu baritină), în timp ce la compresiune se remarcă o reducere foarte importantă a rezistențelor, de 35,74 % (cu nisip) și 45,70 % (cu baritină), dovedind de asemenea o comportare necorespunzătoare la tratamentul termic (fig. 24).

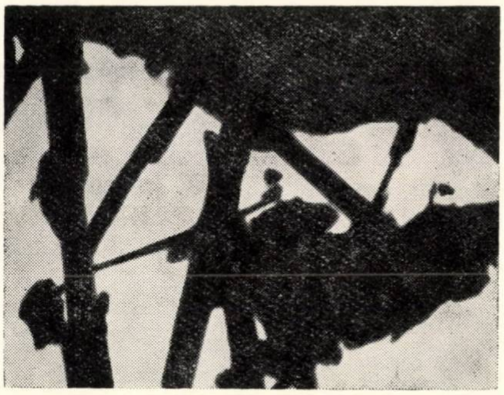


Foto D

Cimentul Superblanc-Lafarge dovedește o mai bună comportare la tratamentul termic, avînd creșteri importante de rezistență la încovoiere, de 8,28 % (cu nisip) și 34,8 % (cu baritină), în schimb la compresiune rezistențele mecanice sînt sensibil reduse, cu 18,83 % (cu nisip) și 25,0 % (cu baritină) (fig. 25) ceea ce dovedește o comportare acceptabilă la tratamentul termic, explicabilă prin conținutul ridicat în alit și prin rezistența sporită a acestui compus mineralogic hidratat la temperaturi pînă la 250°C.

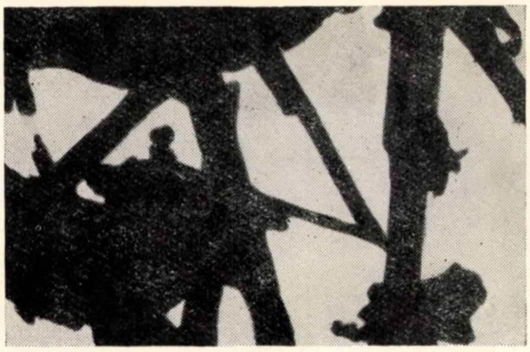


Foto C

6. Cercetarea cimenturilor pe bază de silicați de bariu

Pe baza datelor din literatura de specialitate [8,11] s-au realizat, încă din 1968, în cadrul secției lianți a I.C.M.P.C., lianți pe bază de silicați de bariu care se caracterizează în principal prin proprietatea de atenuare a radiației gamma și prin greutate specifică ridicată.

Unele caracteristici fizico-mecanice ale acestor cimenturi sînt redate în tabela 4, menționîndu-se că temperatura de vitrifiere a fost mai redusă, obținîndu-se rezistențe mecanice mici.

C. COMPORTAREA LIANȚILOR ȘI A BETOANELOR SPECIALE SUB ACȚIUNEA FACTORILOR DE EXPLOATARE

În ceea ce privește lianții folosibili la betoanele grele și foarte grele la centralele atomoelectrice s-au efectuat cercetări de laborator cu lianți din producția curentă [13, 14, 15, 16].

Cu cimentul HRS recomandat de secția lianți a I.C.M.P.C. (pe baza cercetărilor de laborator efectuate), INCERC [17] și I.F.A. au studiat proprietățile fizico-mecanice sub încărcări statice și dinamice, precum și de atenuare la radiații gamma și neutroni, ale compozițiilor de beton selecționate pe baza studiilor preliminare din anii 1967–1968. S-a ajuns la concluzia că soluția optimă pentru ecranarea radiațiilor gamma o constituie betonul cu liant HRS Temelia și cu agregat exclusiv din baritină de Ostra, ceea ce confirmă rezultatele obținute de cercetătorii din alte țări : S.U.A., Anglia, Japonia, Franța, care au aplicat această soluție la construirea centralelor atomo-electrice și a altor instalații nucleare [1. . . .11].

În ceea ce privește ecranarea la fluxuri de neutroni, INCERC și I.F.A. au studiat betonul cu ciment HRS Temelia și agregat de serpentin, betonul cu cimentul HRS Temelia și cu agregat baritină și adaos de polistiren granular.

Rezultatele obținute de INCERC [17] au arătat că sporirea ecranărilor la fluxurile de neutroni nu compensează scăderea atenuării la radiații gamma.

În cazul betonului cu liant HRS Temelia și serpentin, rezistențele fizico-mecanice sînt relativ slabe, corespunzătoare lui B 170, iar atenuarea radiațiilor gamma este de asemenea slabă.

Datele obținute atestă că la atenuarea fluxului de neutroni rapizi, cel mai bine se comportă betoanele cu liant HRS și agregat de serpentin, siderit, baritină cu adaos de polistiren granular, precum și betoanele cu baritină în exclusivitate.

Sînt în curs cercetările pe betoane ușoare realizate de INCERC cu agregate ușoare și alte tipuri de lianți : Pz 400, P 500, RIM 300 și RFM Temelia

În același timp se continuă cercetările betoanelor grele și foarte grele cu lianți organici pentru instalații nucleare, în ceea ce privește compoziția, proprietățile fizico-mecanice, comportarea la temperaturi ridicate și proprietățile de atenuare la fluxurile de neutroni rapizi.

De asemenea sînt în curs studii de laborator privind compoziția și proprietățile fizico-mecanice și de atenuare ale lianților pe bază de oxizi ai elementelor grele (Ba, Sr, Cd, Sn, Cr, Mn, Co) și comportarea acestora la temperaturi ridicate.

În vederea atenuării fluxurilor de neutroni rapizi se indică folosirea, cu rezultate tehnico-științifice bune, a lianților pe bază de silicați de bor, fosfor, aluminiu, magneziu sau alți lianți care conțin elemente cu masă atomică mică.

Prin creșterea numărului centralelor atomoelectrice, problema producerii unor astfel de cimenturi devine tot mai interesantă, deoarece ecranele din betoane cu aceste cimenturi pot înlocui cu bune rezultate tehnico-economice ecranele de plumb, aluminiu sau de metale deficitare.

Bibliografie

[1] M. Tourasse : *Betoanele grele, proprietăți fizice și încercări mecanice.* United Nations — Vol. 5, Geneva, 1958.

[2] Jaji . Kenjiro : *Progrese datorite ciclizării termice a betoanelor pentru carcasele de reactoare generatoare de energie. Proprietăți ale materialelor pentru reactoare.* United Nations — Vol. 5, Geneva, 1958.

[3] D. L. Broder, L. N. Zențov și alții : *Betonul pentru protecția instalațiilor nucleare.* Moscova, Atomizdat, 1966.

[4] O. K. Kuzovlev : *Instalații hidrotehnice speciale în întreprinderile atomice.* Moscova, Atomizdat, 1966.

[5] Kurt Walz : *Beton impermeabil* — Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, 1956.

[6] C. A. Saul : *Ciment — Material de construcție pentru uzina chimică.* Editor Chemical and Process Engineering, 1962.

[7] C. Dambrine, P. Comte și alții : *Chesoanele în beton precomprimat în programul francez al reactoarelor de putere. Experiența practică a funcționării reactoarelor de putere.* Conferința de la Viena 4—8 iunie 1963 Agenția internațională a energiei atomice.

[8] K. Hribernik : *Ciment și beton de bariu.* Rev. Cement industrije Jugoslavije, aprilie-sept. 1965.

[9] H. Daviez : *Betoane foarte grele pentru centralele atomoelectrice.* Journal of American Concrete Institute, Mai 1968.

[10] D. Campbell — Allen : *Betoane foarte grele pentru construirea reactoarelor nucleare.* Commonwealth Engineer, 5 dec. 1958.

[11] Dubois : *Beton de protecție.* Comisariatul Energiei Atomice. Din seria de bibliografii nr. 40—1963.

[12] I. Teoreanu : *Tehnologia lianților și betoanelor.* Editura Didactică și Pedagogică, București, 1967.

[13] Enculescu M., Covaliu I. : *Referat documentar privind realizările din străinătate în domeniul lianților și betoanelor pentru centrale atomo-electrice.* Referate I.C.M.P.C. — 1967.

[14] Enculescu M., Marton E., Covaliu I. : *Cercetări asupra unor betoane foarte grele pentru centrale atomo-electrice.* Referate I.C.M.P.C., Secția Lianți, 1968.

[15] Enculescu M., Marton E., Covaliu J. : *Stabilirea lianților corespunzători pentru betoane la centrale atomoelectrice.* Referat I.C.M.P.C., iunie 1969.

[16] Enculescu M., Marton E., Covaliu I. : *Cercetări asupra lianților din producția curentă pentru betoane foarte grele. Comportarea lianților pentru betoane speciale la temperaturi ridicate.* Referat I.C.M.P.C., dec. 1969.

[17] Făcăoaru I., Teodoru N. : *Betoane speciale pentru centrale atomoelectrice și alte instalații nucleare.* Referate INCERC 1967—1968 și 1969.

[18] Brunnauer și Greenberg : 4th *International Symposium on the chemistry of cement.* Session 3, paper 1. Washington, 1960.

[19] Grudemo : *Transactions of the Royal Institute of Technology*, nr. 242, Stockholm, 1965.

[20] H. F. W. Taylor : *The chemistry of cements.* Vol. I—II, Academic Press, New York and London, 1964.

[21] Foucoult M., Konyz A. : *Studiul constituenților unui beton în vederea utilizării lui la temperaturi ridicate, în chesonul precomprimat al reactorului.* Beton Industriels, nr. 21, 1968.

[22] *** *Commisariat à l'énergie atomique.* C.E.N. — Saclay Prospect, Iulie, 1964

[23] Former, Jeevaratam : *Highway Research Board, Special Report* nr. 90, 291, 99, Washington, 1966.

[24] Rocchiccioli : Chim. Annal. — Vol. X — XI nr. 9, 452—1956 — Sept. 1964.

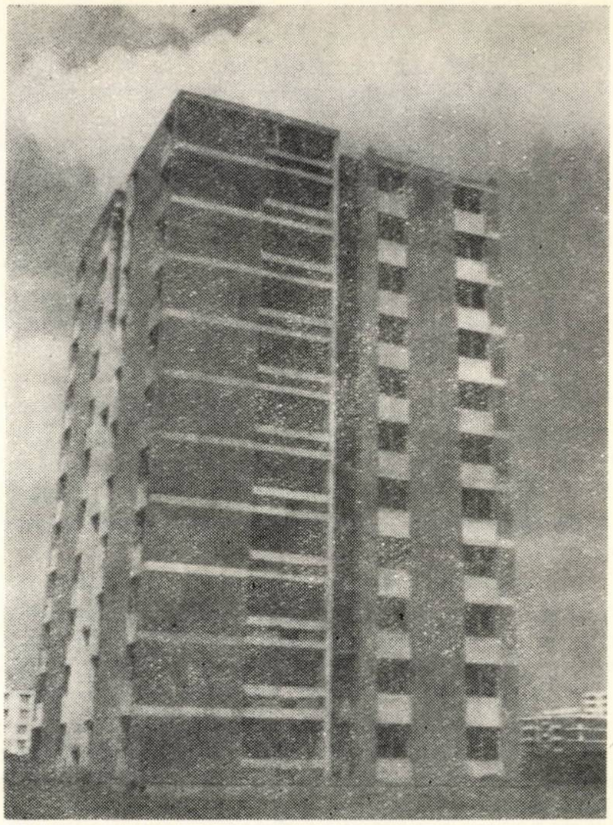
[25] Hunt : 4th *International Symposium on the chemistry of cement.* Session II, paper 3. Washington, 1960.

[26] R. Lachaud : *Le Comportement du ciment à la chaleur. Étude de l'évolution d'un alit hydraté dans la gamme de temperature 22—400°C.* Travaux Publics, 1969.

[27] R. Lachaud : *Comparaison de l'évolution d'un alit et de bélites hytratées dans la gamme de temp. 20—400°*C Travaux Publics, iunie 1969.

Ing. **M. Angelescu** şi ing. **Fl. Gheorghiu**
Institutul de Cercetări în Construcţii şi Economia Construcţiilor (INCERC)

UNELE POSIBILITĂŢI DE INDUSTRIALIZARE A FINISĂRII PEREŢILOR LA CLĂDIRI DE LOCUIT ŞI SOCIAL-CULTURALE


Clădire gata finisată concomitent cu terminarea structurii de rezistenţă (cofraje glisante)

1. GENERALITĂŢI

Volumul mare de clădiri de locuit şi social-culturale din ţara noastră ce s-a realizat în perioada 1965 — 1969 a generat apariţia pe şantiere a numeroase metode moderne de execuţie. Astfel, structurile de rezistenţă ale acestor clădiri trebuind a fi realizate într-un timp scurt, s-a impus folosirea unor metode de lucru care să ducă la industrializarea execuţiei structurilor, permiţînd scurtarea substanţială a duratei lucrărilor.

Dintre aceste metode, aceea privind realizarea structurilor din beton armat turnat în cofraje glisante, în care pereţii au termoizolaţie la interior între feţele de beton, asigură un ritm de realizare a unui etaj pe zi.

Aceleaşi avantaje se obţin şi prin executarea scheletului în structură „fagure'' din beton armat monolit turnat în cofraje de inventar din placaj bachelitizat, sau din metal, precum şi în cazul realizării pereţilor şi planşeelor din panouri mari de beton armat, prefabricate.

Pentru a nu se pierde economia de timp obţinută prin aceste metode la realizarea structurilor de rezistenţă şi pentru a se menţine ritmul rapid de execuţie este necesar ca şi finisajele să se execute prin procedee industrializate, care să asigure execuţia lor rapidă, valorificîndu-se totodată şi particularităţile specifice fiecăreia dintre aceste metode de execuţie a structurilor.

Aceste procedee se bazează în primul rînd pe faptul că noile structuri constructive permit obţinerea unor suprafeţe relativ netede ale pereţilor de beton armat, care nu mai necesită deci operaţii suplimentare de prefinisare. De asemenea, industrializarea execuţiei lucrărilor de finisaj este axată pe o serie de principii directoare, dintre care cele mai importante sînt următoarele :

—transferarea lucrărilor de finisaj în fabricile de prefabricate pentru elementele de rezistenţă de beton armat ;

—execuţia finisajelor pe pereţi concomitent cu execuţia structurii de rezistenţă ;

— folosirea de elemente de finisaj, prefabricate, de dimensiuni mari ;

— folosirea procedeelor uscate de execuţie (fie de lipire, fie de simplă montare), pentru eliminarea procedeelor umede de lucru, care provoacă lungirea duratei de execuţie.

Se menţionează în mod special că prin utilizarea materialelor şi procedeelor moderne de finisaj se asigură un grad sporit de confort, un colorit viu, variat, precum şi o întreţinere uşoară.

În articol se prezintă unele materiale şi procedee noi de finisaj folosite în ţara noastră, care răspund în mare măsură principiilor directoare arătate mai sus.

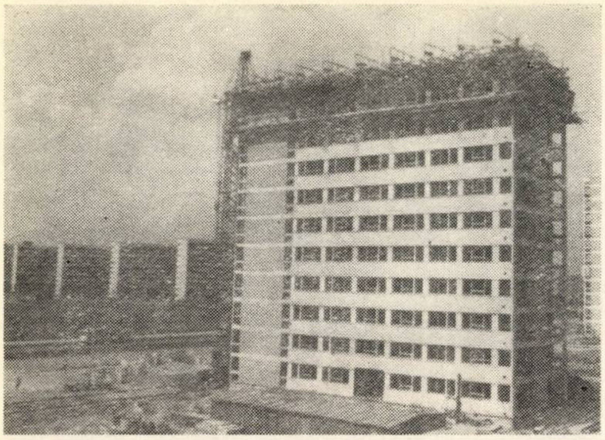


Fig. 1. Finisarea unei clădiri cu placaje, de pe schela suspendată de cofrajul glisant, concomitent cu executarea structurii de rezistenţă

2. PROCEDEE DE FINISARE EXTERIOARĂ A PEREŢILOR

Realizarea structurii de rezistenţă a clădirilor înalte cu ajutorul cofrajelor glisante impune executarea finisajelor exterioare de pe schele suspendate de platforma cofrajului glisant. În acest mod, finisajele exterioare se execută concomitent cu ridicarea cofrajului glisant, suprafaţa exterioară a betonului fiind drişcuită cu un tinci subţire de 0 — 1 mm. Prin acest procedeu de finisare se elimină procesul umed pe care-l atrage tencuirea, cu întregul ansamblu de lucrări legate de manipulări, transport şi depozitare de materiale de masă (nisip, ciment, var pastă), precum şi schelele grele.

Este necesar, însă, ca suprafaţa drişcuită a betonului să fie protejată printr-o finisare cu pelicule decorative din vopsele, ţinîndu-se seama că betonul nu este suficient de compact încît să poată rămîne neprotejat contra intemperiilor. În acest scop se folosesc vopsele „VINAROM", pe bază de acetat de polivinil în emulsie apoasă, care se aplică în trei straturi succesive, formînd pelicule colorate variat. Avantajul principal pe care-l prezintă aceste pelicule este acela că pe timp de ploaie, datorită alcoolului polivinilic conţinut în emulgatorul vopselei, devin impermeabile deoarece, mărindu-şi volumul de şase ori în contact cu apa, îşi închid porii şi implicit se măreşte rezistenţa betonului faţă de acţiunea îngheţului şi dezgheţului. Pe vreme uscată însă, pelicula este permeabilă la vaporii de apă, ceea ce permite migraţia acestora prin pereţi („respiraţia" pereţilor), asigurîndu-se igiena acestora şi a clădirii.

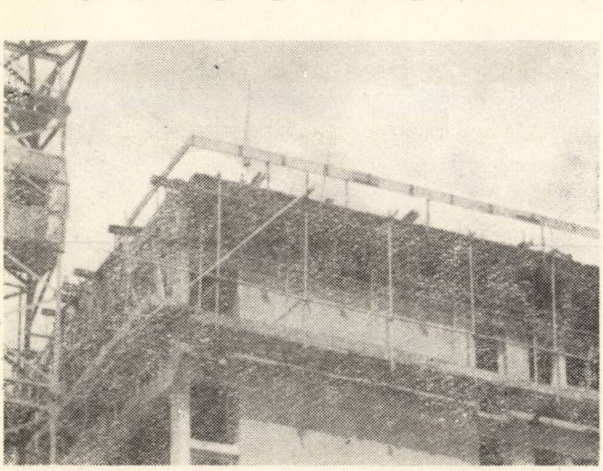


Fig. 2. Detaliu privind finisarea clădirii din figura 1

Finisarea exterioară a pereţilor de beton numai cu pelicule de vopsele, deşi variate ca colorit, duce la monotonie, ceea ce impune diversificarea modalităţilor de tratare plastică a faţadelor : astfel, finisajele cu pelicule de vopsea se pot combina cu finisaje diferite ca aspect şi structură, şi anume cu placaje. În acest scop se folosesc placaje de cărămidă aparentă aplicate cu mortar de ciment sau panouri de plăci ceramice smălţuite CESAROM şi plăci de sticlă colorată (pâte de verre) lipite pe hîrtie, aplicate cu o pastă de ciment (fără nisip) cu adaos de var pastă sau, în medii corosive, cu mortar de ciment cu adaos de emulsie de acetat de polivinil, după care hîrtia de pe faţa plăcilor se îndepărtează prin udare cu apă.

Şi în cazul diferitelor tipuri de placaje, aplicarea pe suprafeţele exterioare ale pereţilor de beton realizaţi în cofraje glisante se face tot de pe schelele suspendate de platforma cofrajului (fig. 1), concomitent cu executarea structurii de rezistenţă ; detalii din fazele de execuţie ale placajelor sînt arătate în figura 2.

Aplicînd placajele prin acest procedeu se realizează o scurtare a duratei de execuţie, chiar în cazul cînd se combină cu diferite finisaje, în aşa fel încît, o dată cu ridicarea construcţiei la „roşu", clădirea apare gata finisată.

Executarea placajelor exterioare pe faţadele clădirilor înalt erealizate în cofraje glisante pune însă problema unei bune conlucrări între mortarul sau pasta de fixare a placajului şi suportul de beton armat, ţinîndu-se seama că placarea se face pe betonul relativ proaspăt şi că la acesta apare în timp fenomenul de contracţie şi curgere lentă, care dă naştere la eforturi suplimentare în planul de legătură cu placajul, provocînd desprinderea acestuia.

De asemenea, un alt fenomen de care trebuie ţinut seamă îl prezintă infiltraţiile de apă prin rosturile placajului. În general, placajele ceramice constituie, datorită glazurii cu care sînt acoperite, materiale practic impermeabile la vaporii de apă, respectiv constituie bariere de vapori. De aceea, apa care pătrunde prin rosturile placajelor exterioare, în cazul ploilor intense din timpul verii, nu poate fi eliminată prin faţa exterioară a placajului. Cînd este în cantitate mică, apa este eliminată în general prin difuziune în porii materialului ceramic, ai mortarului de poză şi ai structurii peretelui, fapt care se produce în timp îndelungat. În cazul cantităţilor mai mari de apă şi în special în cazul plăcilor ceramice montate bucată cu bucată şi care au forme cu concavităţi pe spate (ca la cărămizile de placaj tip Bratca sau plăci CESAROM bombate), datorită abaterilor dimensionale ale plăcilor, rosturile verticale nu pot fi bine etanşate şi, în zonele unde mortarul de poză nu a umplut complet golurile din spatele plăcilor, apa infiltrată prin rosturi, strînsă în pungile formate în spatele placajului, difuzează spre interiorul clădirii, apărînd sub formă de pete în încăperi. Acest fenomen negativ se observă în special pe faţadele orientate spre nord, la care se constată infiltraţii după ploaie şi apariţia de pete în diverse locuri din încăperi, de fiecare dată în alte poziţii. Acest lucru se datorează faptului că apa infiltrată găseşte drumuri de acces diferite prin canalele formate de golurile neumplute cu mortar din spatele plăcilor. De aceea, în special în cazul clădirilor executate prin turnare în cofraje glisante, al căror beton nu este suficient de compact, este necesară aplicarea în prealabil a unui şpriţ şi grund de mortar şi apoi aplicarea placajului cu umplerea completă a spaţiului plăcilor cu mortar şi etanşarea cu grijă a rosturilor.

Industrializarea finisării faţadelor se pretează a fi aplicată pe scară mare, în special la clădirile executate din panouri mari de beton, prefabricate. În acest caz, operaţiile de finisare de pe şantier se pot transfera la fabricile de panouri mari, astfel încît panourile să fie aduse pe şantier complet finisate, gata de a fi montate.

Finisarea panourilor mari de beton direct în fabrică este în funcţie de procedeele de formare a panourilor, în care faţa finisată poate fi la fundul tiparului (tehnologie ranversată) sau la faţa superioară din turnare a panoului. În cadrul acestor tehnologii şi-au găsit aplicarea mai multe procedee de finisare, dintre care cele mai importante sînt betoanele aparente decorative cu agregate naturale, placajele de cărămidă aparentă, precum şi plăcile ceramice smălţuite CESAROM sau plăcile de sticlă colorată cu dimensiuni de la 2 × 2 cm pînă la 4 × 4 cm, lipite în panouri pe hîrtie.

Aplicarea acestor finisaje pe panouri mari de beton în fabricile de prefabricate pune însă problema studierii unor recepturi speciale pentru asigurarea unei aderenţe corespunzătoare a acestor finisaje în timpul tratamentului termic pentru accelerarea întăririi prin etuvare a panourilor, cît şi unei bune comportări în exploatare.

În tehnologia de formare a panourilor mari de beton cu faţa exterioară ca faţă „văzută”, diferitele finisaje se aplică după realizarea întregii structuri şi turnarea ultimului strat de beton, care se vibrează şi se nivelează la o cotă sub nivelul marginilor tiparului egală cu grosimea placajului. În urma operaţiei de vibrare a ultimului strat de beton se obţine un lapte de ciment la suprafaţa acestuia, peste care se aşterne un amestec uscat de nisip 0—1 mm şi ciment în raport 1:3, formîndu-se în acest mod o pastă. În această pastă se aplică, prin batere, panouri de plăci ceramice smălţuite, imersate în prealabil în apă timp de 30 de secunde, sau chiar panouri de plăci de sticlă colorată, care însă nu mai necesită imersarea în apă, deoarece au absorbţia de apă nulă. După terminarea tratamentului termic la care sînt supuse panourile mari de beton placate cu panouri de plăci ceramice sau de sticlă colorată, hîrtia de pe faţa plăcilor este îndepărtată prin umezire cu apă (fig. 3), iar faţa placajului se curăţă (fig. 4).

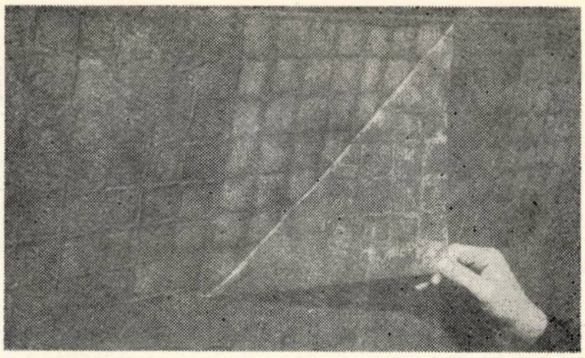


Fig. 3. Îndepărtarea hîrtiei prin umezire cu apă

În cazul formării panourilor mari de beton în tehnologia „ranversată”, panourile de plăci ceramice smălţuite sau de plăci de sticlă se aşază pe fundul tiparului cu hîrtia în jos, fiind fixate pe fundul tiparului cu o soluţie de silicat de sodiu (wasserglass).

Deasupra se întinde un strat de mortar de ciment (de poză) de circa 2 cm grosime, după ce în prealabil spatele plăcilor ceramice se stropeşte cu ajutorul unei stropitori. Primul strat de beton din structura panoului se toarnă deasupra stratului de mortar de poză de la o înălţime de maximum 15 cm, pentru ca şocul produs prin căderea betonului să nu deranjeze poziţia panourilor de plăci. După realizarea întregii structuri a panourilor de beton, vibrarea acestuia şi tratamentul termic de întărire, panoul se decofrează, se basculează şi se îndepărtează hîrtia de pe faţa panourilor de plăci.

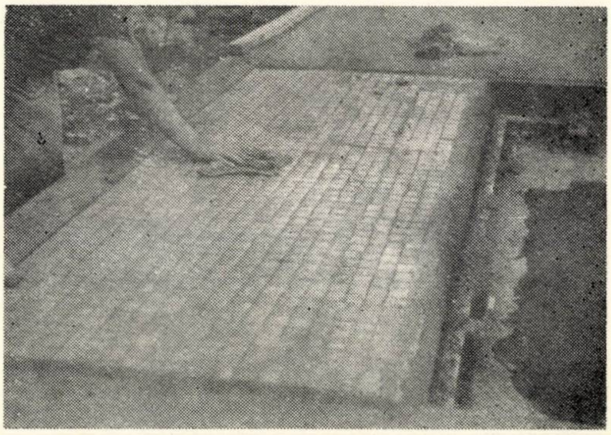


Fig. 4. Curăţirea feţei placajului aplicat pe panouri mari de beton

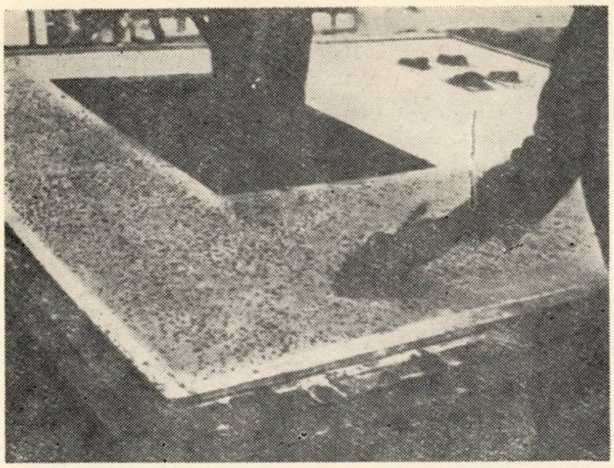


Fig. 5. Spălarea cu apă a pietrei de ciment de pe fața agregatelor

Placarea din fabrică a panourilor mari de beton se poate face şi cu cărămidă aparentă aşezată cu faţa în jos pe fundul tiparului, în şiruri longitudinale; rosturile dintre cărămizile aparente se realizează cu ajutorul unor sîrme de oţel îmbrăcate în cauciuc, obţinîndu-se în acest mod un aspect estetic superior.

Un alt procedeu eficient de finisare din fabrică a panourilor mari de beton constă din aplicarea la faţa văzută a acestora a unui strat de beton aparent decorativ cu agregate naturale. Stratul de beton decorativ preparat cu agregate, avînd granulozitate discontinuă (sort 0—1 şi 7—15 mm) şi cimenturi albe sau colorate, se aşterne după confecţionarea întregii structuri a panoului mare de beton, atît timp cît este încă proaspăt betonul. După întărirea stratului de beton decorativ (circa 4 ore de la turnare) se procedează la spălarea cu apă a pietrei de ciment, dezvelindu-se agregatele (fig. 5); operaţia de spălare este urmată de decapare cu o soluţie de acid clorhidric, avînd concentraţia de 8%. După terminarea operaţiilor de spălare şi decapare, panoul de beton este supus tratamentului termic de întărire.

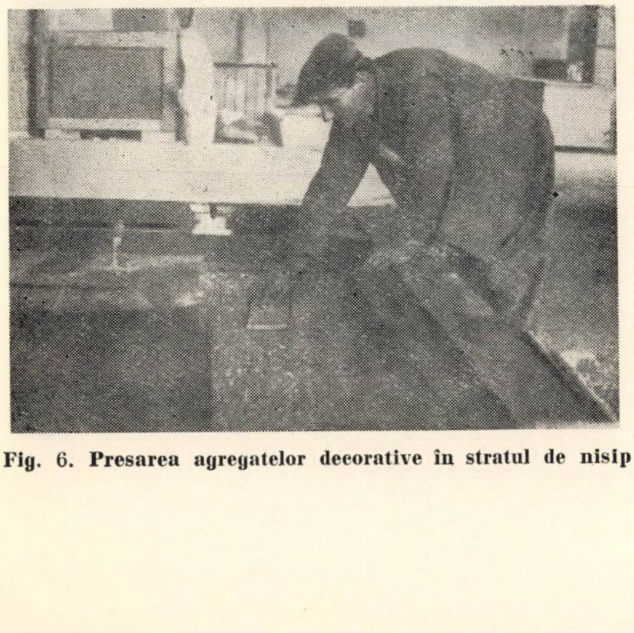


Fig. 6. Presarea agregatelor decorative în stratul de nisip

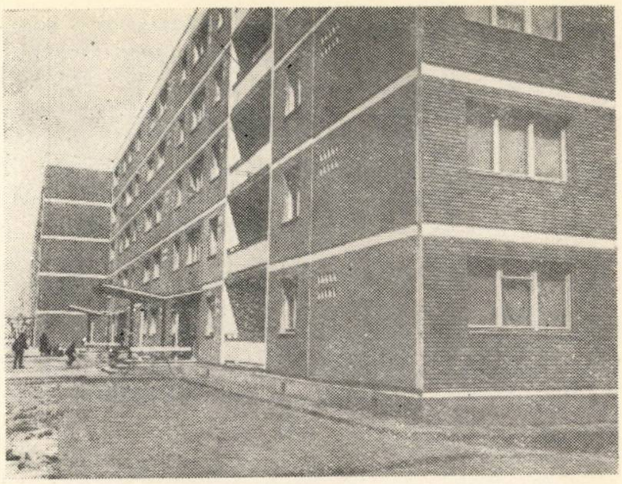


Fig. 7. Bloc de locuinţe din panouri mari cu beton decorativ

Stratul de beton decorativ are o compoziţie specială, şi anume:

— ciment	400 kg
— nisip spălat 0—1 mm	210 kg
— agregate mari (pietriş de rîu 7 — 15 mm sau spărturi de roci 8 — 15 mm)	1 500 kg
— raport apă/ciment	0,45

Această compoziţie asigură nefisurarea stratului de beton decorativ şi conlucrarea acestuia cu stratul de beton de dedesubt; de asemenea asigură o impermeabilitate corespunzătoare la apă, precum şi o rezistenţă corespunzătoare la îngheţ-dezgheţ, concomitent cu obţinerea unui aspect decorativ plăcut.

În cazul cînd panourile mari de beton se realizează în tehnologia ,,ranversată'', se trasează mai întîi pe fundul cofrajului cîmpurile care urmează a fi tratate ca beton aparent. După aceea se aşterne un strat de nisip 0—1 mm, în grosime de circa 1,5 cm, peste care se aşterne un strat în grosime de 2,5—3 cm de agregate decorative cu granulozitate discontinuă (sort 0—1 şi 7—15 mm), care se presează astfel încît să intre parţial în stratul de nisip (fig. 6). După aşezarea stratului de granule decorative, acestea se stropesc cu apă şi apoi se aplică peste ele un strat de mortar de ciment (obişnuit, alb sau colorat), pentru fiecare caz adoptîndu-se reţeta corespunzătoare. Înglobarea granulelor decorative aşezate pe fundul cofrajului în stratul de mortar de deasupra pînă la nivelul nisipului se face prin vibrarea uşoară a acestuia. Peste stratul de beton decorativ se realizează întreaga structură a panoului (straturile de beton ale celor două feţe, miezul de izolaţie termică, armăturile etc.), care se supune în continuare tratamentului termic de aburire; după întărire, panoul se decofrează şi se îndepărtează nisipul de pe faţa betonului decorativ prin suflare cu aer comprimat sau prin spălare cu apă sub presiune. Suprafaţa stratului de beton decorativ realizat în tehnologia de turnare ,,ranversată'' are un aspect plăcut, deoarece scoate în evidenţă structura granulară a agregatelor. Se menţionează că aşternerea stratului de granule decorative, precum şi a stratului de nisip se poate mecaniza cu ajutorul unui conveier cu buncăr dozator cu fantă reglabilă, care să se deplaseze în lungul tiparului; în acest caz consumul de manoperă pentru realizarea unui metru pătrat de beton decorativ este de circa 15 minute, pentru o echipă compusă dintr-un muncitor calificat şi un ajutor. Cu panouri gata finisate din fabrică cu placaje ceramice CESAROM, betoane decorative etc. s-au realizat numeroase clădiri (fig. 7 şi fig. 8) obţinîndu-se o diversificare în modul de finisare a ansamblurilor de locuinţe.

3. PROCEDEE PENTRU FINISAREA SUPRAFEŢELOR INTERIOARE ALE PEREŢILOR

În ceea ce priveşte industrializarea finisajelor interioare, aceasta se pretează a fi realizată în special pe pereţii netezi de beton executaţi în cofraje glisante sau în cofraje metalice plane. Astfel, în încăperi de locuit, camere de zi, vestibuluri, holuri, săli de spectacole cu aer condiţionat etc., pereţii netezi de beton se tapetează cu tapete semilavabile alcătuite dintr-un suport de hîrtie acoperit cu o peliculă de polimeri, produse la Întreprinderea de materiale izolatoare şi de finisaj (IMIF) — Turda; în acest mod se elimină procesele umede tradiţionale ale tencuielilor şi zugrăvelilor, deoarece tapetele se aplică prin lipire cu clei de făină de grîu numai prin intermediul unui strat de hîrtie maculatură.

Se menţionează că procedeul de aplicare a tapetelor, deşi era încă de mult folosit în construcţii, a fost totuşi părăsit mult timp, datorită faptului că tapetele se aplică peste tencuieli a căror finisare prin zugrăvire era mai simplă şi mai ieftină; o dată cu apariţia pereţilor din beton cu feţe netede — la care nu mai este necesară o pregătire a suprafeţelor prin tencuire — această soluţie îşi găseşte un larg domeniu de aplicare, întrucît, pe lîngă avantajul procesului uscat de finisare arătat mai înainte, îmbunătăţeşte condiţiile de confort în încăperi, prin faptul că micşorează senzaţia de rece la atingerea pereţilor de beton.

Soluţia de aplicare a tapetelor semilavabile pe pereţi netezi de beton prezintă avantajul că permite „respiraţia pereţilor", deoarece aceste tapete sînt permeabile la vapori de apă; de asemenea se pot întreţine prin spălare cu un burete umezit, asigurîndu-se astfel igiena în încăperi şi o durabilitate mai mare a acestui finisaj, faţă de zugrăvelile obişnuite.

La finisarea interioară a pereţilor netezi de beton prin zugrăveli este necesară totuşi închiderea suprafeţelor acestora pentru acoperirea porilor şi a micilor găuri care apar după decofrare. În acest scop, pe şantiere se folosesc mai multe soluţii care duc totuşi la un consum destul de mare de manoperă. Una dintre soluţii constă din aplicarea unui şpriţ din mortar de ciment, care ulterior este drişcuit fin sau gletuit cu glet de var.

O altă soluţie folosită este aplicarea directă pe suprafaţa de beton a unui strat de var pastă-ipsos, care însă la grosimi mai mari fisurează sau se desprinde de pe perete, în cazul cînd procesul de carbonatare şi uscare la suprafaţă nu este într-un stadiu avansat.

O soluţie care elimină asemenea dezavantaje ar reprezenta-o aplicarea directă pe suprafeţele de beton a unui glet de ipsos, însă în acest caz apar fenomene negative, întrucît, în prezenţa umidităţii, aluminatul de calciu din beton intră în reacţie cu sulfatul de calciu din ipsos, formînd hidrosulfataluminat de calciu, care este expansiv şi provoacă umflarea gletului şi desprinderea acestuia de pe suprafaţa peretelui de beton.

Un colectiv de cercetători de la INCERC a studiat şi pus la punct o compoziţie pentru realizarea unor tratamente subţiri pe pereţii şi tavanele netede de beton, compoziţie în care ipsosul este amestecat cu un polimer sintetic, un întîrzietor de priză şi un plastifiant care îi conferă lucrabilitate şi plasticitate un timp îndelungat. Pasta preparată cu această compoziţie se poate aplica fără a mai fi necesară umplerea prealabilă a porilor şi a micilor găurele de pe suprafaţa de beton, într-un strat subţire sub 1 mm. Cînd suprafaţa peretelui prezintă denivelări, grosimea stratului poate ajunge pînă la 4 mm, fără ca stratul să fisureze sau să se desprindă. Aderenţa gletului cu compoziţia menţionată la suprafaţa de beton este mare, ajungînd între 6—8 kgf/cm^2, ruperea făcîndu-se în majoritatea cazurilor cu un strat superficial din suprafaţa de beton.

Costul pe metru pătrat de suprafaţă astfel finisată revine la 2,50 lei, peste suprafaţa gletului perfect netedă putîndu-se aplica zugrăvelile obişnuite.

Pasta menţionată poate fi aplicată şi cu pistolul cu duza mărită; introducîndu-se eventual şi coloranţi în pastă, se obţine astfel un

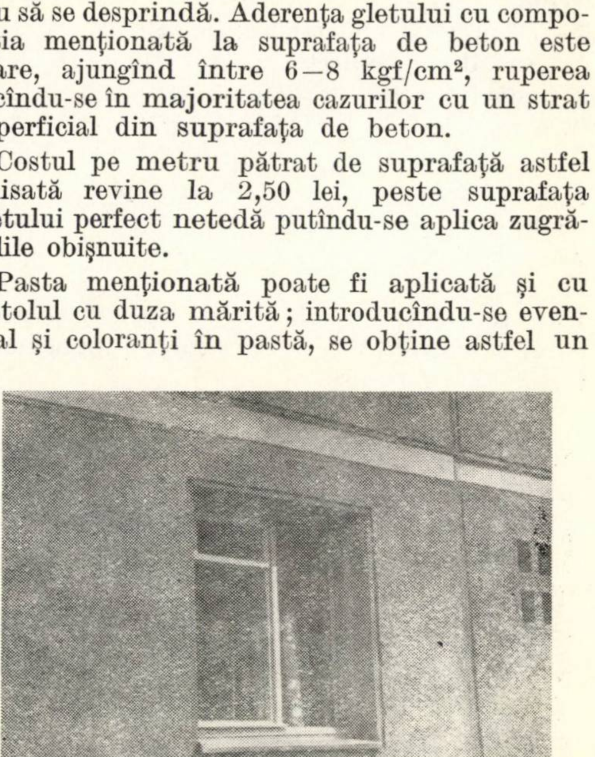


Fig. 8. Bloc de locuinţe din panouri mari cu beton decorativ (detaliu)

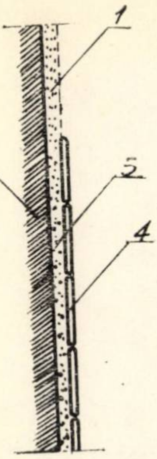


Fig. 9. Tencuire inutilă a porţiunii neplacate, în cazul aplicării faianţei cu un strat de mortar de poză de 2—2,5 cm grosime, pe pereţi netezi de beton;

1 — tencuială inutilă; 2 — suport de beton; 3 — strat de mortar de poză de 2—2,5 cm grosime; 4 — plăci de faianţă.

finisaj sub formă de tencuieli stropite tip calciovecchio.

Pentru finisarea pereţilor în încăperi cu umiditate relativă a aerului mai mare de 60% (băi, bucătării, spălătorii), soluţiile cele mai folosite sînt vopsitoriile (mai ieftine) sau placarea cu diverse materiale (faianţă, plăci CESAROM etc.). Vopselele de ulei sau de alchidal nu se pot aplica însă direct pe beton, chiar după repararea neregularităţilor suprafeţei, întrucît alcalinitatea acestuia duce în timp la saponificarea uleiurilor şi la degradarea peliculei. De aceea este necesară realizarea unui suport neutru pentru vopsitorii, suport care este constituit din glet de ipsos. Întrucît pentru motivele arătate mai înainte gletul de ipsos nu se poate aplica direct pe beton, este necesară aplicarea în prealabil pe suprafaţa peretelui a unui şpriţ de ciment de amorsare şi a unui grund din mortar de var-ciment, cu care gletul de ipsos este compatibil. Aceasta presupune însă un consum mare de manoperă şi o lungire a duratei de execuţie, datorită necesităţii aşteptării intervalelor de uscare între diversele straturi.

O soluţie de scurtare a duratei de execuţie o prezintă folosirea pastei de ipsos cu adaos de polimeri sintetici, întîrzietor şi plastifiant, care, aplicată în strat de 2—3 mm direct pe suprafaţa peretelui de beton, realizează un strat suport neted, nealcalin, pe care se poate aplica vopsitoria.

În ceea ce priveşte placajele, montarea faianţei pe pereţii netezi de beton cu mortar de ciment de poză de 2—2,5 cm grosime nu mai rezultă corespunzătoare, datorită grosimii mari a mortarului de poză, care face să apară o denivelare mare între suprafaţa placată şi restul peretelui de deasupra faianţei. Această denivelare ar trebui înlăturată prin tencuirea inutilă a suprafeţei de deasupra placajului (fig. 9), care de obicei nu se execută pe şantiere, rămînînd deasupra placajului un prag inestetic şi neigienic. În prezent sînt în curs cercetări la INCERC pentru găsirea unor soluţii de aplicare a plăcilor de faianţă cu o pastă subţire (2—3 mm grosime) dintr-un mortar pe bază de polimeri sintetici, care în acelaşi timp să fie şi suficient de ieftină. În acest fel, pragul este eliminat, porţiunea de deasupra placajului putînd fi finisată prin tratamentul subţire cu pastă de ipsos, polimeri sintetici, plastifiant şi întîrzietor.

Rezultate bune s-au obţinut folosindu-se şi placaje din materiale subţiri cum sînt plăcile PVC de 1,5 mm grosime, aplicate prin lipire pe peretele neted de beton, cu adeziv Prenadez.

Cercetări în curs sînt făcute la INCERC şi pentru introducerea plăcilor din polistiren standard sau polistiren şoc aplicate de asemenea prin lipire cu adeziv sintetic.

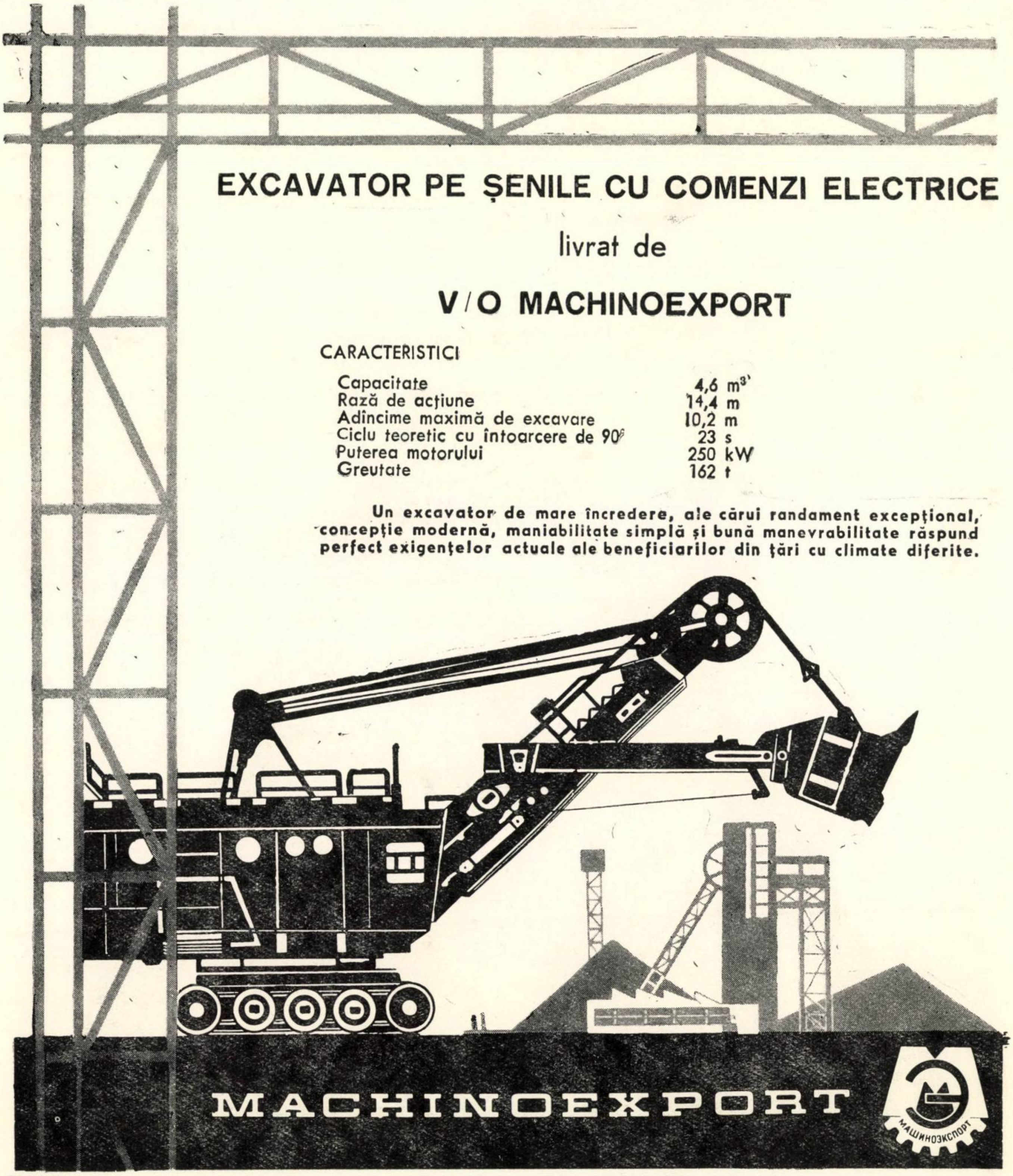
★

Sperînd că scurta trecere în revistă făcută în acest spaţiu limitat va permite proiectanţilor şi constructorilor să capete o orientare generală asupra posibilităţilor actuale de industrializare a lucrărilor de finisaj, autorii stau cu plăcere la dispoziţia specialiştilor interesaţi pentru lămurirea unor aspecte suplimentare şi aplicarea unor soluţii în proiectare şi pe şantiere.

Pentru terenurile cele mai dure,

afînate în prealabil

EKG—4,6 B



EXCAVATOR PE ȘENILE CU COMENZI ELECTRICE

livrat de

V/O MACHINOEXPORT

CARACTERISTICI

Capacitate	4,6 m³
Rază de acțiune	14,4 m
Adîncime maximă de excavare	10,2 m
Ciclu teoretic cu întoarcere de 90°	23 s
Puterea motorului	250 kW
Greutate	162 t

Un excavator de mare încredere, ale cărui randament excepțional, concepție modernă, maniabilitate simplă și bună manevrabilitate răspund perfect exigențelor actuale ale beneficiarilor din țări cu climate diferite.

Publicom MOSCOVA V-330 – URSS TELEX: 207

Zece ani fără nici o reclamaţie

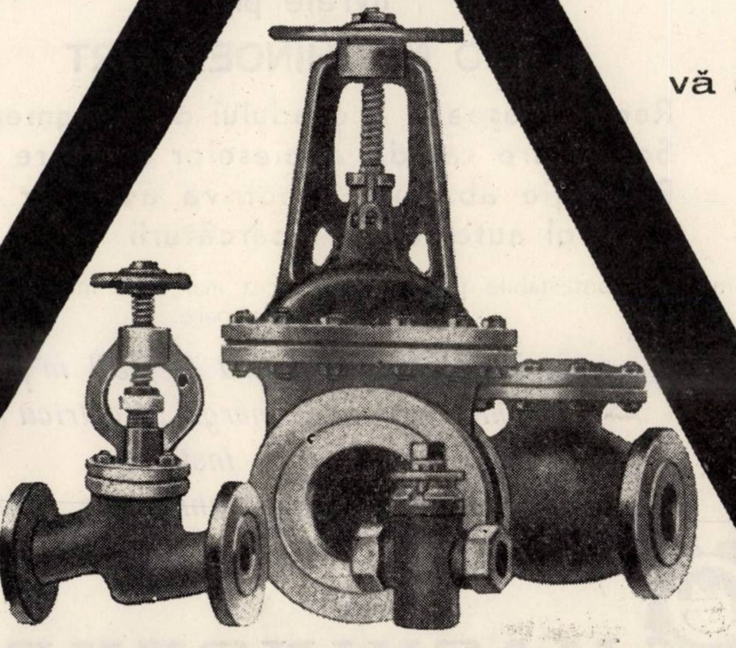
ACEASTA ESTE CALITATEA ARTICOLELOR DE ROBINETĂRIE FABRICATE IN U.R.S.S.

- ★ **Vane, robinete şi supape**
- ★ **Armături de reglare şi strangulare**
- ★ **Armături cu comanda de la distanţă**
- ★ **Armături energetice pentru parametri înalţi (presiune 140 kg/cm², temperatură 570 °C)**
- ★ **Armături speciale armate cu polietilenă, fluoroplast şi alte materiale, pentru medii agresive de orice fel**

Toate felurile de armături sînt fabricate în uzine specializate, fapt care asigură înalta calitate a producţiei.

Pentru orice informaţie,

vă rugăm să vă adresaţi la:



TECHMASHEXPORT

ŞTR. MOSFILMOVSKA'A NR. 35 MOSCOVA V – 330 URSS TELEX: 256

Publicom

CONCASOARE

CU ROTOR SIMPLU ŞI ROTOR DUBLU

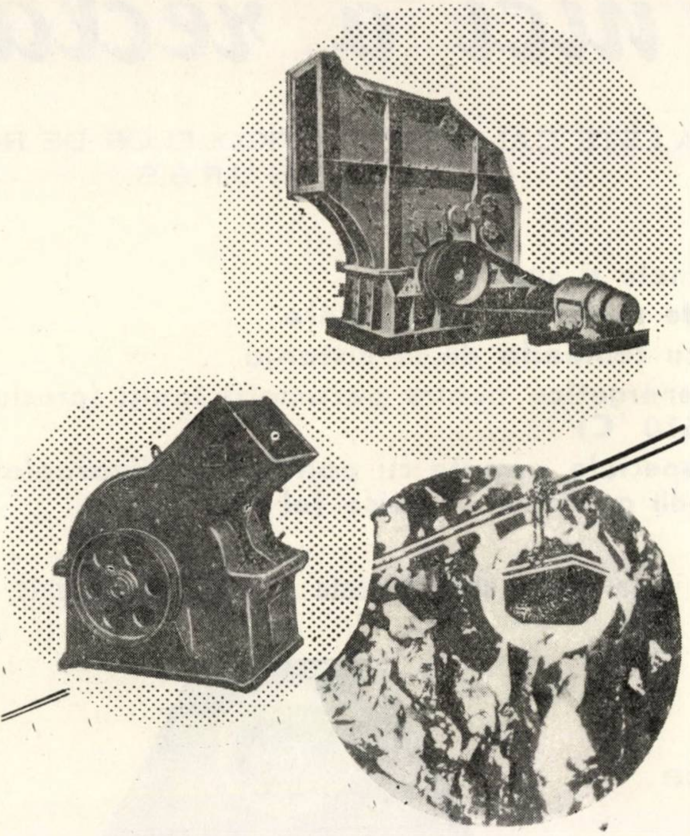
piatră introdusă:
pînă la 600 mm

piatră concasată:
pînă la 5 mm

PENTRU
INDUSTRIA
CONSTRUCTOARE

●

INDUSTRIA
MINIERĂ



LUCRĂRI
PUBLICE

●

CONSTRUCŢII
CIVILE ETC.

livrate prin

V/O MACHINOEXPORT

Reglare uşoară a gradului de fragmentare
Schimbare rapidă a pieselor de mare uzură
Protecţie absolută împotriva avariilor
Control automat al încărcăturii

Acestea sînt argumente incontestabile pentru a face cea mai bună investiţie, care va aduce instalaţiei dv. avantajele următoare:

— *randament mare (pînă la 150 m^3/oră)*
— *consum redus de energie electrică*
— *cheltuieli minime de instalare*
— *funcţionare sigură, manipulare simplă*

MACHINOEXPORT
MOSCOVA V-330–URSS TELEX: 207

Publicom

DE PESTE HOTARE

Prima fabrică de elemente prefabricate spaţiale în U.R.S.S.

Realizarea clădirilor din elemente prefabricate spaţiale cu grad ridicat de finisaj prezintă importante avantaje, între care se menţionează: mutarea a circa 85 % din consumul total de manoperă de pe şantier în fabrică, reducerea greutăţii construcţiilor, reducerea preţului de cost şi creşterea productivităţii muncii.

Prin hotărîrea Consiliului de Miniştri al U.R.S.S. din 3 februarie 1969 asupra dezvoltării construcţiei din elemente prefabricate spaţiale s-a stabilit o serie de măsuri pentru crearea bazei materiale a construcţiilor din elemente spaţiale, între care şi construirea în perioada 1970 — 1973 a primelor 25 de fabrici specializate cu o capacitate de producţie totală de 1 720 000 m^2 suprafaţă locuibilă pe an.

La finele anului 1969 a fost încheiată la Minsk construcţia primei fabrici de elemente spaţiale prefabricate din U.R.S.S. avînd o capacitate de 100 000 m^2 suprafaţă locuibilă pe an. Probele tehnologice de formare a elementelor spaţiale de dimensiunea unei camere au dat rezultate pozitive atît sub aspectul comportării maşinilor de formare, cît şi de realizare a ciclului tehnologic. Planul de producţie al fabricii pentru primul an de exploatare prevede realizarea a peste 40 000 m^2 suprafaţă locuibilă în clădiri cu 5 şi 9 niveluri.

Clădirile cu 5 niveluri cuprind 60, 90 şi 120 de apartamente, iar cele cu 9 niveluri — 108 apartamente.

Fabrica de elemente prefabricate spaţiale de la Minsk ocupă o suprafaţă de 30 de hectare, cuprinzînd următoarele: hala principală de fabricaţie cu o suprafaţă de 15 000 m^2, secţia de formare — 3 900 m^2, secţia de finisaj — 3 900 m^2, atelierul de armături — 1 300 m^2, secţia de completare — 1 800 m^2, secţii auxiliare — 1 500 m^2 (depozitul de produse finite, centrala de beton, depozitul de agregate, depozitul de ciment, staţia de compresoare etc.)

Maşinile de formare lucrează după o tehnologie în conveier cu regim automat.

Tratamentul termic al tuturor elementelor se realizează prin încălzire cu ajutorul curentului electric. Consumul de energie electrică pentru realizarea elementelor spaţiale complet finisate se ridică la 60 kWh pe 1 m^2 suprafaţă locuibilă.

Indicii tehnico-economici ai fabricii sînt următorii:

— Capacitate de producţie anuală...
100 000 m^2 suprafaţă locuibilă
— Suprafaţa de producţie
(inclusiv secţia de finisaj). . 12 000 m^2
— Număr de salariaţi 455
din care: ingineri şi tehnicieni 75
— Consum de manoperă pe m^2 suprafaţă locuibilă . . . . . 1,93 oameni-zile
— din care:
la fabrică . . . . 1,43 oameni-zile
pe şantier . . . . 0,50 oameni-zile

Formarea elementelor spaţiale se realizează pe două linii tehnologice, una pentru clădiri cu 5 niveluri şi cealaltă pentru clădiri cu 9 niveluri.

Fiecare linie tehnologică constă din 7 maşini de formare, 7 camere de maturizare, o instalaţie de decofrare, un post de armare şi un set de miezuri.

Miezurile se deplasează în circuit cu ajutorul a două cărucioare transbordoare şi a unor dispozitive de transport aflate în dotarea tuturor posturilor tehnologice.

Elementul prefabricat spaţial de tip clopot cuprinde 4 pereţi netezi de beton armat rezemaţi în 4 puncte. Placa de planşeu cu nervuri dese se toarnă separat în secţia de completare.

Ciclul tehnologic constă din posturi de armare, formarea elementelor spaţiale, maturizare, decofrare, completare şi finisaj.

Pentru completarea şi finisajul elementelor spaţiale s-au prevăzut 6 conveiere pe care elementele spaţiale se deplasează pe role de la un post de lucru la altul, astfel ca după circa 36 ore, elementul spaţial să ajungă în depozitul de produse finite. Pentru finisajul suprafeţelor de beton şi al tîmplăriei se foloseşte o vopsea specială pe bază de acetat de polivinil, care se usucă după 40 de minute în condiţiile de temperatură normală din hală. Pe pereţi se lipesc tapete, iar pe pardoseală se aplică linoleum pe suport termoizolant.

Formarea plăcii de planşeu durează 15 — 20 de minute, iar tratamentul termic 7 ore în camere, în stive de 7 — 8 elemente. Rampele de scară se toarnă în tipare verticale, împreună cu podestele.

Atît la elementele spaţiale cît şi la plăcile de planşeu se utilizează beton de agloporit de marca 200 cu densitatea de 1 800 — 1 900 kg/m^3.

Elementele spaţiale cu suprafeţe de 18 şi 14 m^2 înglobează registre pentru încălzire şi conductori pentru instalaţia electrică.

Consumul de beton este de 0,6 — — 0,65 m^3 pe metru pătrat suprafaţă locuibilă.

Fabrica produce două tipodimensiuni de blocuri, ceea ce permite o mare varietate de partiuri.

Consumul total de manoperă la clădirile din elemente spaţiale este mai redus cu 35 — 40 % decît la cele din panouri mari, iar costul mai mic cu 5 — 7 %.

Durata de execuţie se reduce de 2 — 3 ori.

Posibilitatea de a realiza orice fel de deschideri în pereţii elementelor spaţiale, ale căror elemente portante sînt amplasate la colţuri, permite ca acestea să-şi găsească o largă utilizare la construcţia de şcoli, creşe, grădiniţe, cămine, case de odihnă, sanatorii, clădiri social-administrative şi industriale.

,,Biulleten Stroitelnoi Tehniki", nr. 5/1970

RECENZII

B. Marcovici, L. Plugaru şi Gh. Polizu

Azbocimentul în construcţii

Bucureşti, Editura tehnică, 1969,
268 pag., 146 ilustraţii

Lucrarea ,,Azbocimentul în construcţii" tratează într-un mod foarte atrăgător tehnologia de fabricaţie a produselor de azbociment şi în principal modul cum acestea sînt folosite în construcţii. Prin calităţile sale deosebite, care permit realizarea unor soluţii constructive economice cu importante reduceri de consum de metal, azbocimentul oferă constructorilor posibilităţi largi de folosire.

În prima parte a lucrării se prezintă materiile prime care stau la baza producţiei de azbociment, procedeele tehnologice de fabricaţie a diverselor produse, caracteristicile lor şi controlul de fabricaţie care trebuie să asigure calitatea produselor.

Toate acestea sînt tratate în primele cinci capitole ale cărţii. În a doua parte a lucrării, care conţine patru capitole, se tratează modul cum se folosesc în construcţii diversele produse din azbociment.

Primul capitol al cărţii se ocupă de materiile prime, în primul rînd azbestul, apoi cimentul.

După definirea noţiunilor şi descrierea modului în care se face extragerea prin prelucrări mecanice în instalaţiile de înnobilare, se trece la clasificarea azbesturilor, clasificare care serveşte producătorilor să împartă materialul pe sorturi şi mărci comerciale. Sînt descrise clasificările făcute de Canada, de S.U.A. şi de U.R.S.S.

Proprietăţile fizico-mecanice şi chimice ale azbestului sînt tratate de asemenea în acest prim capitol.

Al doilea capitol se ocupă de sistemul azbest-ciment, de importanţa legăturii între azbest şi ciment în formarea masei de azbociment şi de coeziunea dintre fibrele de azbest şi pasta de ciment întărită.

Se analizează apoi influenţa dispunerii fibrelor de azbociment asupra proprietăţilor mecanice în produsele de azbociment şi în ultima parte a capitolului se indică modul cum se face calculul compoziţiei pastei de azbociment.

Al treilea capitol este consacrat modului de fabricare a produselor de azbociment în formă de foi. Sînt descrise metodele : umedă, uscată şi semiuscată, după care se prezintă fluxul tehnologic al fabricării de plăci ondulate (procedeul Hatschek şi procedeul Magnani).

După această descriere a proceselor tehnologice se trece la prezentarea tipurilor principale de plăci produse de industria azbocimentului, şi anume : plăci colorate în masă, plăci colorate superficial la crud, plăci finisate după întărire, cu pelicule de lacuri şi emailuri colorate şi, în încheiere, panouri tip sandviş din azbociment cu diverse miezuri termoizolatoare.

B. MARCOVICI
L. PLUGARU
GH. POLIZU
AZBOCIMENTUL
IN CONSTRUCTII

Capitolul IV este consacrat fabricării tuburilor de azbociment. Se descriu maşini de fabricat tuburi de 3 şi 5 metri lungime, se dau indicaţii privind diferitele prelucrări ale tuburilor şi, în ultima parte a capitolului, se descriu particularităţile tuburilor de azbociment pentru transportul produselor petroliere şi al gazelor, precum şi ale tuburilor de scurgere fără presiune.

Capitolul V cuprinde elementele ce stau la baza controlului calităţii produselor. Se dau indicaţii privind controlul azbestului şi al pastei de azbociment, metode de verificare şi încercare a plăcilor, a tuburilor şi mufelor.

În a doua parte a lucrării, care se referă la folosirea azbocimentului în construcţii, capitolul VI cuprinde avantajele folosirii azbocimentului în construcţii şi condiţiile necesare pentru folosirea lui corectă.

Capitolul VII tratează problema acoperişurilor de azbociment.

După unele condiţii generale sînt analizate principiile de proiectare, prescripţiile de calcul şi de punere în operă la acoperişuri izolate şi neizolate termic.

În acest capitol sînt descrise în mod amănunţit piesele şi accesoriile pentru montaj, din metal şi alte materiale.

Capitolul VIII tratează pereţii exteriori din azbociment şi cuprinde principiile privind alcătuirea pereţilor exteriori şi o serie de exemple de faţade realizate cu termoizolaţia din plăci de pîslă minerală rigidă, din semisandvişuri cu polistiren celular şi altele.

Ultimul capitol, al IX-lea, cuprinde alte folosiri în construcţii ale produselor din azbociment : elemente spaţiale, lambriuri, plăci perforate pentru tratament acustice şi altele.

După cum se poate vedea din scurta trecere în revistă a conţinutului celor nouă capitole ale cărţii, lucrarea se adresează în principal inginerilor şi tehnicienilor constructori din proiectare şi execuţie, precum şi muncitorilor şi tehnicienilor din fabricile de azbociment. Ea este foarte bine sistematizată şi foloseşte un stil uşor accesibil, permiţînd astfel o iniţiere rapidă în diferitele probleme ce le ridică folosirea azbocimentului în construcţii.

O recomand cu căldură tuturor celor ce doresc să-şi adîncească cunoştinţele asupra tehnologiei de fabricaţie a azbocimentului, cît şi asupra modului de punere în operă în construcţii a produselor din azbociment.

Ing. **Romulus Constantinescu**

A. Kézdi şi I. Markó

CONSTRUCŢII DE PĂMÎNT. STABILITATEA ŞI DRENAREA

(Erdbauten. Standsicherheit und Entwässerung)

Akadémiai Kiadó, Budapest 1969,
403 pag., 509 fig., 82 tabele

Lucrarea profesorului A. Kézdi, şeful catedrei de geotehnică de la Budapesta, şi a ing. hidrotehnician I. Markó, specialişti bine cunoscuţi şi în afara graniţelor ţării lor, cuprinde tratarea unor probleme în legătură cu lucrările de pămînt ce intervin frecvent la construcţiile de drumuri, căi ferate, aeroporturi şi lucrări hidrotehnice.

Sfera conţinutului se evidenţiază mai clar prin enumerarea principalelor capitole dintre cele 11 capitole ale lucrării, şi anume : stabilitatea taluzurilor, ziduri de sprijin, desecarea terenului, apărări de maluri, drenarea terenului, epuizarea apei din săpăturile de fundaţie şi coborîrea nivelului apei subterane, drenarea lucrărilor pentru căi de comunicaţie, desecarea terenurilor amenajate.

Autorii subliniază, cu multă justeţe, că valoarea rezolvării prin tratarea pur teoretică a acestor genuri de probleme este limitată, datorită simplificărilor ce le implică în considerarea caracteristicilor pămînturilor şi a condiţiilor geologice şi hidrogeologice. Din această cauză trebuie folosite metode semiempirice în care observaţia directă pe teren şi experienţa joacă un rol important.

În acelaşi timp se evidenţiază faptul că aceste lucrări trebuie urmărite în timp şi întreţinute corespunzător pentru a se asigura buna lor funcţionare şi a se putea aprecia eficacitatea lor.

Lucrarea cuprinde prezentarea de metode şi soluţii care s-au dovedit a da rezultatele cele mai bune pentru cazuri obişnuite, nefiind cuprinse cazuri cu totul speciale ce pot interveni în asemenea probleme. Numeroasele exemple uşurează proiectarea, iar sfaturile practice în problemele ce pot interveni în timpul execuţiei sînt extrem de preţioase.

Deosebit de interesante sînt paragrafele care se referă la concepţia lucrărilor, în care sînt comparate soluţiile posibile şi sînt indicate acelea care au dus la rezultatele scontate, spre deosebire de cele care s-au dovedit necorespunzătoare. Sînt prezentate multe soluţii constructive originale justificate din punct de vedere tehnico-economic şi verificate prin comportarea în timp.

Pentru calculul construcţiilor sînt indicate metodele practice adecvate, dîndu-se totodată numeroase tabele şi abace ajutătoare.

Lucrarea este ilustrată cu un număr mare de figuri, multe din ele schematizate. Prin suprapunerea mai multor situaţii sau compararea lor în diferite etape, prin utilizarea alternativă a fotografiilor, a schiţelor tehnice şi a desenelor artistice, expunerea capătă o claritate deosebită şi devine foarte atrăgătoare.

Cartea se adresează inginerilor, atît din proiectare, cît şi celor care lucrează direct pe şantiere în domeniul construcţiilor hidrotehnice, de transporturi şi de îmbunătăţiri funciare. Expunînd probleme de interes practic, autorii pun bogata lor experienţă la dispoziţia celor ce luptă cu pămîntul şi apa. Lucrarea prezintă interes a fi tradusă în limba română.

Prof. ing. **Emil Botea**

In toată lumea lucrează utilajele VIBROMAX

La Bucureşti

la **primul Tîrg Internaţional** veţi vedea utilaje pentru compactarea pămîntului, lucrări subterane şi de compactare a betonului.

VIBROMAX — valţuri — duplex

VIBROMAX — plăci pentru compactarea pămîntului

VIBROMAX-Bull® — ciocane rapide de compactare

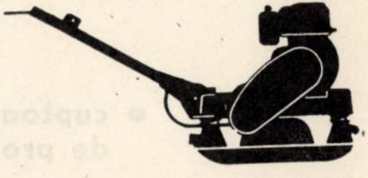
VIBROMAX — vibrator de înaltă frecvenţă pentru beton

VIBROMAX — vibratoare pentru industrie

Vă rugăm să ne căutaţi pe terenul deschis din faţa halei W.

LOSENHAUSEN LOS
MASCHINENBAU AKTIENGESELLSCHAFT · 4 DÜSSELDORF
POSTFACH 27027 · TELEFON (0211) 68761 · TELEX 8586859

Publicom



Întreprinderea de comerţ exterior

centrozap

Katowice, Ligonia 7 — Polonia. Căsuţa poştală 825.
Telefon 51.34.01. Telex 31.416. Adresa telefonică
CENTROZAP Katowice

exportă

CUPTOARE DE VAR

şi în special

- cuptoare verticale pentru arderea varului cu capacităţi de producţie de 25 m^3, 65 m^3, 80 m^3 şi 100 m^3;
- cuptoare verticale 100 C pentru arderea varului şi cuptoare pentru industria varului (fără consum de gaze);
- cuptoare verticale 100 C-1 pentru arderea varului;
- baterii compuse din patru cuptoare verticale 80 D pentru arderea varului; capacitatea de producţie 4 × 80 m^3;
- baterii compuse din patru cuptoare verticale 100 D pentru arderea varului; capacitatea de producţie 4 × 300 m^3.

CENTROZAP

Publicom

PANOURI
MARI

elemente
de construcţie
ale viitorului

— variabilitate
— rapiditate
— tehnologie
de execuţie
modernă

baukema — fabrici de panouri mari pentru toate capacitățile — furnizează prefabricate din beton pentru clădiri de locuit, construcții industriale și inginerești: consum redus de manoperă, capacitate de producție ridicată.

Cereți prospecte detaliate de la

VVB BAU-, BAUSTOFF- UND KERAMIKMASCHINEN
701 Leipzig, Katharinenstrasse 17, R.D.G.
Membru al asociației baukema de protecție a mărcii fabricii
Exportator:
MASCHINEN-EXPORT
Întreprindere de stat a R.D.G. pentru comerțul exterior, 108 Berlin, Mohrenstrasse 53—54, Republica Democrată Germană

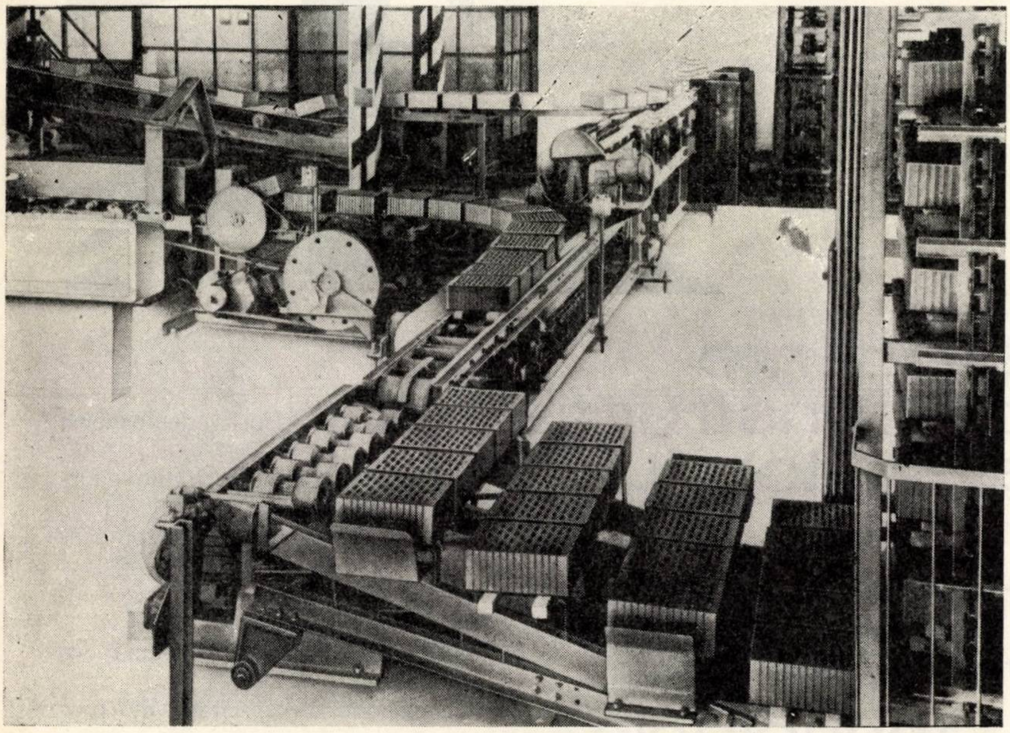
Publicom

Multe milioane de cărămizi se produc în patru continente folosind liniile tehnologice furnizate de uzinele

PŘEROV MACHINERY

Producția de linii tehnologice pentru fabricarea cărămizilor, furnizate de uzina de mașini din Prerov, se bazează pe o experiență de 50 de ani în domeniul construcției de mașini și agregate pentru industria ceramică.

Uzina furnizează cele mai moderne tipuri de linii tehnologice, corespunzător celor mai înalte exigențe tehnice și acoperă întregul domeniu, de la exploatarea argilei pînă la prepararea, formarea, uscarea și arderea cărămizilor.



Programul nostru de producție cuprinde:

- **instalații de preparare**
- **linii tehnologice cu capacități de la 20000 la 50000 buc/zi**
- **camere și tuneluri de uscare**
- **cuptoare circulare și cuptoare-tunel cu comandă complet automatizată**

Proiectarea și executarea mașinilor și instalațiilor furnizate de noi se bazează pe cele mai noi cuceriri în domeniul tehnologiei de fabricație și gospodăririi căldurii, al procedeelor de uscare și ardere.

Furnizăm instalații complete sau agregate separate pentru producția cărămizilor.

Programul nostru de producție mai cuprinde linii tehnologice complete pentru fabrici de ciment și var, instalații de concasare și sortare, instalații pentru industria de ceramică și ceramică fină.

Pentru informații suplimentare și oferte detaliate adresați-vă la

pragoinvest

Ceskomoravská 23 — Praga — R.S. Cehoslovacă

Publicom

E1618

MINISTERUL CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

Oficiul poștal 22 — Căsuța poștală nr. 2980
BUCUREȘTI 105 — SECTOR 1

Editează următoarele publicații:

A. **BULETINUL CONSTRUCȚIILOR** — Îndrumare unitară pentru ramura construcții-montaj.

Publică normative, instrucțiuni tehnice, prețuri și norme de deviz, indici tehnico-economici, norme de muncă și alte acte normative necesare în activitatea curentă a tuturor întreprinderilor și instituțiilor legată de activitatea de construcții. 12 numere pe an. Costul unui abonament: 168 lei.

B. **CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE**

Publică articole de înalt nivel științific, pentru inginerii constructori din cercetare, învățămîntul superior proiectare și execuție interesați în a fi la curent cu cele mai noi concepții și tehnologii ale ramurii construcțiilor și materialelor de construcție, din țară și din străinătate. 12 numere pe an. Costul unui abonament: 170 lei.

C. **ȘANTIERUL DE CONSTRUCȚII**

Publică materiale variate și de interes practic imediat, din țară și din străinătate, pentru specialiștii din diversele ramuri ale construcțiilor care activează pe șantierele patriei noastre. 12 numere pe an. Costul unui abonament: 156 lei.

D. **COLECȚIA DE NORMATIVE ȘI INSTRUCȚIUNI** oficiale, noi sau revizuite, referitoare la activitatea de construcții, montaj, instalații etc.

Apar pe măsura aprobării de către forurile competente. Costul unui abonament anual: 120 lei.

Pentru a vă asigura primirea cu regularitate, în cursul anului 1971, a acestor publicații necesare activității dv., vă rugăm a completa cît mai exact formularul alăturat și a ne vira totodată sumele corespunzătoare numărului de abonamente contractate.

În cazul în care doriți ca abonamentele să fie expediate la mai multe adrese (unități subordonate), vă rugăm a ne trimite adresele exacte pe o foaie separată anexată la formularul de comandă.

Vă atragem atenția că trimiterea formularului de comandă neînsoțit de copia dispoziției de plată pentru întreaga valoare a abonamentelor nu vă asigură primirea revistelor dorite. Abonamentele sînt considerate efectiv contractate numai după apariția sumelor respective în extrasele noastre de cont bancare.

De asemenea, mai puteți comanda și alte publicații, a căror listă este pe verso.

N.B. Vi se atrage atenția că în cursul anului nu vom mai putea livra numere separate din Buletinul Construcțiilor.

MAI PUTEȚI COMANDA:

1. COLECȚIE STAS PRIVIND P.C.I.

un volum legat: 22 lei

2. NORMATIV REPUBLICAN PENTRU PROIECTAREA ȘI EXECUTAREA CONSTRUCȚIILOR ȘI INSTALAȚIILOR DIN PUNCT DE VEDERE P.C.I. (ediția a II-a)

un volum legat: 15 lei

3. INSTRUCȚIUNI PENTRU PREVENIREA INCENDIILOR PE RAMURI DE PRODUCȚIE (ediția a III-a)

un volum legat: 15 lei

4. ÎNDRUMĂTOR PENTRU EXECUTAREA LUCRĂRILOR DIN BETON, BETON ARMAT ȘI MONOLITIZAREA STRUCTURILOR PREFABRICATE

un volum: 10 lei

5. REGLEMENTĂRI PRIVIND PREGĂTIREA ȘI REALIZAREA LUCRĂRILOR DE INVESTIȚII (3 INSTRUCȚIUNI ȘI 2 NORMATIVE)

un volum 10 lei

ÎN STOC, DIN PRODUCȚIA 1970, ÎNTR-UN NUMĂR MIC DE EXEMPLARE:

— LISTA PROIECTELOR TIP

un exemplar: 7 lei

— CONTROLUL PRIN ULTRASUNETE AL METALELOR ȘI ÎMBINĂRILOR SUDATE de P. Constantinescu și Anton Nemeș

un exemplar: 20 lei

— TABELE DE COROZIUNE PENTRU MATERIALELE CURENT FOLOSITE PENTRU PROTECȚIA CONTRA COROZIUNII (NEMETALE) de N. Nedelcu

un exemplar: 18 lei

— COLECȚIA DE NORMATIVE ȘI INSTRUCȚIUNI

20 volume: 120 lei

INSTITUŢIA/INTREPRINDEREA . . . .
. . . .
ADRESA . . . .
TELEFON . . . .

Acest spaţiu nu se completează

Nr. . . . .
Data . . . .

Către

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII
Oficiul poştal 22 — C.P. 2980
BUCUREŞTI 105 — SECTORUL 1

Vă rugăm a ne abona la următoarele publicaţii pe anul 1971:

A. **BULETINUL CONSTRUCŢIILOR**
. . . . . .abonamente a **168** lei = total lei ______________

B. **CONSTRUCŢII ŞI MATERIALE DE CONSTRUCŢIE**
. . . . . .abonamente a **170** lei = total lei ______________

C. **ŞANTIERUL DE CONSTRUCŢII**
. . . . . .abonamente a **156** lei = total lei ______________

D. **NORMATIVE ŞI INSTRUCŢIUNI**
. . . . . .abonamente a **120** lei = total lei ______________

____
____
____

Abonamentele se vor expedia la adresa de mai jos:

INTREPRINDEREA SAU INSTITUŢIA ______________
DIRECŢIA SAU SERVICIUL ______________
ADRESA (STRADĂ, CALE, BULEVARD, ŞOSEA, NUMĂR, ETAJ, SECTOR) ______________
____
LOCALITATEA ______________
JUDEŢUL ______________

Sumele de mai sus se vor achita imediat *de către noi*, fără alte intervenţii din contul nostru de virament nr. ______________ banca ______________ din ______________ în contul redacţiei nr. 64.03.01.19 S.M.B. — Serv. decont buget stat — Simbol 5000, prezenta comandă fiind definitivă şi fără drept de revenire.

Anexăm copie după dispoziţia de plată nr. ______________

Am luat cunoştinţă că publicaţiile nu ne vor fi expediate decît *după* apariţia plăţii abonamentelor în extrasele dv. de cont.

DIRECTOR CONTABIL ŞEF

NUMAI PENTRU ABONAMENTE INDIVIDUALE

Acest spațiu nu se completează

Data ____________

Către

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII
Oficiul poștal 22 — C.P. 2980
BUCUREȘTI 105 — SECTORUL 1

Vă rog să mă abonați la următoarele publicații pe anul 1971:

A. **BULETINUL CONSTRUCȚIILOR**

......abonamente a **168** lei = total lei ____________

B. **CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE**

......abonamente a **96** lei = total lei ____________

C. **ȘANTIERUL DE CONSTRUCȚII**

......abonamente a **156** lei = total lei ____________

D. **NORMATIVE ȘI INSTRUCȚIUNI**

......abonamente a **120** lei = total lei ____________

Abonamentele mi se vor expedia la adresa de mai jos:

NUMELE ȘI PRENUMELE ____________

ADRESA EXACTĂ (STRADA, BDUL, CALE, ____________

ȘOSEA, NR., SECTOR, ETAJ, APART.) ____________

LOCALITATEA ____________

JUDEȚUL ____________

Am luat cunoștință că publicațiile nu mi se vor expedia decît după primirea de către redacție a contravalorii abonamentelor contractate, contravaloare pe care am trimis-o prin mandatul poștal nr. ____________ din ____________

Semnătura

____

INSTITUTUL DE CERCETĂRI ÎN CONSTRUCȚII ȘI ECONOMIA CONSTRUCȚIILOR

INCERC

Principala organizație de cercetări științifice în domeniul construcțiilor și singura cu caracter republican în acest domeniu, efectuează:

Cercetări complexe și de specialitate pentru întreaga ramură a industriei construcțiilor cuprinzînd următoarele domenii principale:

Beton, beton armat, beton precomprimat ● Construcții metalice ● Structuri de construcții industriale, civile și speciale ● Teoria și calculul construcțiilor (inclusiv folosirea calculatoarelor electronice) ● Încercări în construcții ● Fundații ● Elemente de închidere, protecție și finisaje ● Folosirea materialelor din polimeri ● Fizica construcțiilor ● Izolări în construcții ● Protecția contra coroziunii ● Instalații pentru construcții (electrice, tehnico-sanitare, încălzire, ventilație și condiționare) ● Tehnologia generală a construcțiilor și organizarea șantierelor ● Mecanizarea lucrărilor de construcție ● Asimilări de scule, dispozitive și utilaje de construcție ● Economia construcțiilor ● Cibernetica în construcții.

INCERC dispune de secții de specialitate și laboratoare la sediul central din București = Șos. Pantelimon nr. 266, precum și

- la Cluj — Calea Florești 117
- la Timișoara — Str. Traian Lalescu 2
- la Iași — Str. Karl Marx 38
- la Brașov — Aleea Minerva 8, bloc 36

Institutul este dotat cu aparatură, instalații, utilaje și standuri moderne la nivelul tehnicii mondiale.

INCERC POATE EXECUTA PENTRU ÎNTREPRINDERI DE STAT ȘI COOPERATISTE DIN ȚARĂ — PE BAZĂ DE COMENZI FERME ȘI CONTRACTE, IAR PENTRU BENEFICIARII DIN STRĂINĂTATE — PE BAZĂ DE CONTRACTE ÎNCHEIATE PRIN AGENȚIILE COMERCIALE ALE R.S.R. — LUCRĂRI ȘTIINȚIFICE CA: STUDII, CERCETĂRI, ASISTENȚĂ TEHNICĂ, EXPERTIZE DE LUCRĂRI DE CONSTRUCȚII CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

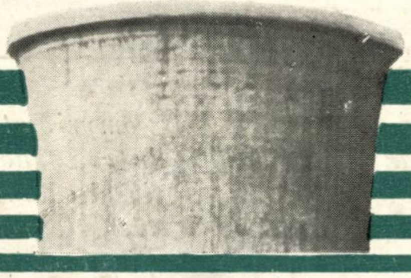
INCERC ORGANIZEAZĂ CURSURI DE PERFECȚIONARE PENTRU INGINERI ȘI TEHNICIENI DIN ÎNTREPRINDERI DE STAT ȘI COOPERATISTE ÎN VEDEREA ACTUALIZĂRII ȘI ÎMBOGĂȚIRII CUNOȘTINȚELOR PE SPECIALITĂȚI LEGATE DE NEVOILE PROIECTĂRII ȘI EXECUTĂRII CONSTRUCȚIILOR CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

Informații detaliate se pot obține la INCERC — București — Șos. Pantelimon nr. 266, telefon nr. 35.21.00

Intreprinderea 4

CONSTRUCTII MONTAJ-IAȘI-

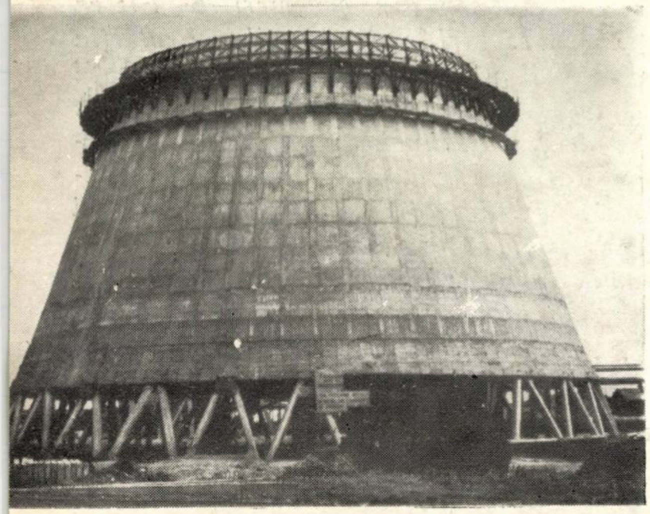
Str. Republicii nr. 61 • telefon 1.56.30



EXECUTĂ

1970 NOV 12

- *complexe și construcții industriale*
- *lucrări speciale de beton armat, beton precomprimat, montaje de prefabricate, castele de apă, silozuri, coșuri de fum, turnuri de răcire*
- *construcții metalice*
- *complexe agro-zootehnice*
- *studii și proiecte de organizare a întreprinderilor și șantierelor de construcții*
- *analize, încercări și studii de laborator asupra agregatelor, lianților betonului armat și precomprimat, oțelului-beton*



E 1688

R

[illegible]

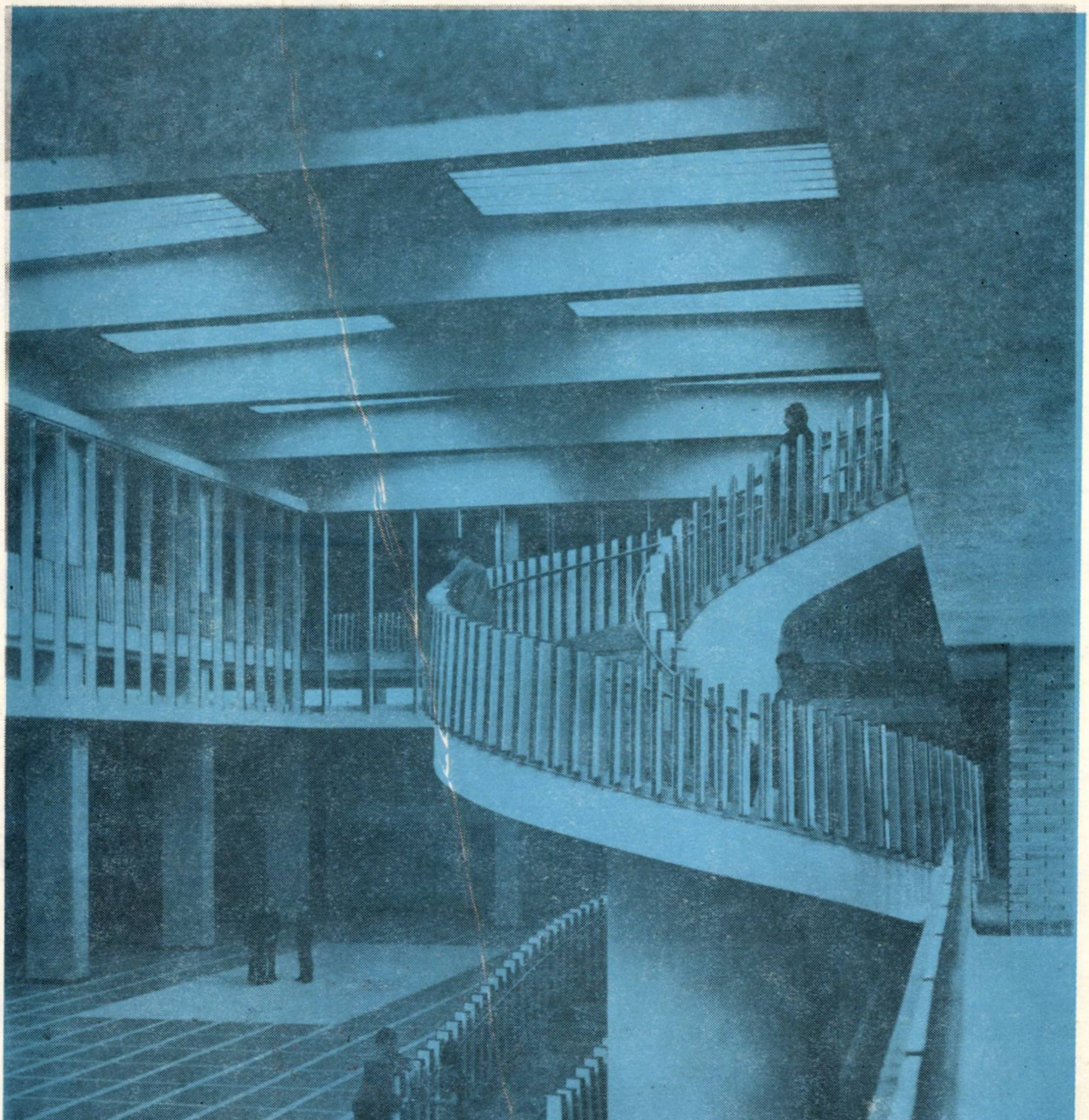
Organ al
Ministerului
Construcțiilor
Industriale

04

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

10

1970



Noul Institut politehnic din Bucureşti (interior)

71.III.4. 611543
2

71. 3. 15.

f.n. MÜ-Am 6251

I.4745/71

1971 MAR 12

POPA,R.
Lakóházak egyes faltipusainak viselkedése a hőcserével szemben.

Construcii si Materiale,1970.10.sz.
p.517-521

OKH/Spittud.I./Ro/D

E 1688

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

10

1970

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

CUPRINSUL

B. POPA și **CONSTANȚA VINTILĂ**

R **Comportarea la transmiterea căldurii a unor tipuri constructive de pereți utilizați la construcțiile de locuințe** . 517

M. SOARE și **D. MANARI**

R **Elemente de construcție din armociment** 523

R. J. BALLY

R **Date noi cu privire la silicatizarea loessurilor** 533

ȘT. MIHAILESCU și **P. PĂTRUȚ**

R **Studiul reglării procesului de săpare la excavatoarele cu o singură cupă cu acționare hidrostatică** 541

GERHARD LIESS

R **Unele considerații privind problema reducerii consumului de lemn la lucrările edilitare** 551

ȘT. VINTILĂ și **DAN CONSTANTINESCU**

R **Dimensionarea optimă a stației centrale de preparare a apei calde menajere în două trepte** 557

CRONICĂ

DOCUMENTARE

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. C. AVRAM, membru coresp. al Academiei, Institutul politehnic Timișoara
Ing. AL. AUSSLÄNDER, șef sector, Ministerul Construcțiilor Industriale
Ing. EM. BAICULESCU, director tehnic, IPIMPC
Acad. prof. ing. ȘTEFAN BĂLAN, Institutul de construcții București
Ing. O. BÎRSAN, director general DGCM-CPMB
Ing. TUDOR DINESCU, inginer specialist, IPIA
Ing. DINU ELIADE, șef sector tehnic, Ministerul Construcțiilor Industriale
Ing. I. GĂVOZDEA, vicepreședinte al CSEAL
Ing. D. GHIȚESCU, șef secție, INCERC
Ing. MIRCEA HUREZEANU, inginer șef, IMMR
Ing. CONST. IONESCU, adjunct al ministrului construcțiilor industriale
Ing. N. LASZLO, inginer șef, ISART
Ing. M. LUPAN, director adjunct științific, INCERC
Ing. A. MEDVEȚCHI, director în MIMC
Ing. RADU NEGRU, secretar al Comisiei Guvernamentale de Colaborare și Cooperare Economică și Tehnică
Ing. M. PĂTULEA, director în M. C. Ind.
Ing. SIMION POP, vicepreședinte al Comitetului Executiv al Consiliului Popular al Municipiului București
Prof. ing. VICTOR POPESCU, Institutul de construcții București
Prof. ing. OLIVIU RUSU, vicepreședinte CNIT
Ing. GH. SLĂDESCU, inspector general de stat pentru construcții
Ing. S. ȘIȘMAN, șeful Laboratorului central al M. C. Ind.
Ing. I. VASILESCU, director general al Centralei industriale de prefabricate din beton
Ing. P. VERNESCU, director IPC

Redactor responsabil
Prof. dr. ing. DAN F. DUMITRESCU
Institutul de construcții București

CONSTRUCŢII ŞI MATERIALE DE CONSTRUCŢIE

organ al
MINISTERULUI CONSTRUCŢIILOR INDUSTRIALE

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Redacţia şi administraţia: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, sector 1. Telefon: 16.49.14. Abonamentele se achită în contul de virament nr. 64.03.01.19 S.M.B. Serv. Decont Buget Stat. Simbol 5 000 sau prin mandat poştal.

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1970, conform aprobării D.P.D.P nr. 10/10556/1970

Tiparul: Intreprinderea Poligrafică „Informaţia" – Bucureşti, c. 5725

SUMMARY

B. POPA and CONSTANŢA VINTILĂ : The behaviour to heat transmission of some kinds of walls used in dwellings

Some types of structural walls used in dwellings and their behavior to heat transfer are presented and paralleled.

The authors deal with the temperature difference obtained between the inside air temperature and that of the inside surface of the external walls, as well as the saving in energy obtained by different types of walls.

The study is carried out within the ambient temperatures recorded during two days of minimum atmosphere temperature in December 1968 and January and February 1969, in Cluj — City.

The article emphasizes the efficiency of using prefab polyester insulated walls.

M. SOARE and D. MANARI : Ferro-cement structural elements

One of the most important and permanent care of a builder is structure weight saving. This can be obtained by materials and man power saving as against the existing solutions.

This problem can be solved, besides a judicious design of the whole structure, both by diminishing structural elements thickness and by using light materials.

The authors just deal with the problem of reducing structural elements thickness.

Using ferro-cement in making structural units constituted the object of some extensive studies undertaken by the Institute of research and construction economy (INCERC).

Lab research and testing of the studied structural elements are produced in the article. In the second part, the carried out structures followed by a range of technical-economical data will be given.

R. J. BALY : New data on loess silicification.

Considerations upon grouting and consolidation process of loess, experiments and natural scale applications pointed out the possibility of increasing loess silicification efficiency by pneumatic injection for medium moisture contents and by electrosilicification for highly moistened soils. Silicification of loessial soils below foundations remains an useful method, even when limited only to the upper part of the active zone.

ST. MIHĂILESCU and P. PĂTRUT : A study of the digging job arrangement of the single-bucket hydraulic excavators

After a review of the hydraulic drive development, generaly speaking, the authors analyse the two chief running systemes of the single-bucket excavators.

This analysis deals with the constant pump output system compared with automatic adjustment output of the pumps system. Consequently the authors present the analysis elements of the dynamic performances of the automatic hydraulic excavators systems. These systems run both under statinary regime and transitory one.

The authors develop mathematically a transfer function of the flow controller as well as the transfer function of the pump-motor hydraulic transmission.

G. LIESS : Some considerations about timber saving in urban public works

Urban public works are great timber consumers and with this fact in mind the author gets an analysis of the possibilities to save nowadays excessive timber consumption in this field, by substituting some timber shoring units and platforms by steelworks.

ST. VINTILĂ and DAN CONSTANTINESCU : Optimal dimensioning of a central-heating station for two-stage preparation of warm house water resulting in a minimum yearly investment and running cost of the plant.

With that end in view, the cost function was established taking also into consideration the equations connecting the values subjected to optimization ; to this function the minimum conditions were applied and the dimensioning relations were thus obtained.

To illustrate and interpret the finale formulae, an example of computation is given.

SOMMAIRE

B. POPA et CONSTANŢA VINTILĂ : Le comportement à la transmission de la chaleur de certains types constructifs de parois employées dans les immeubles d'habitation

Le travail se rapporte à une comparaison entre le comportement à la transmission de la chaleur de certains types constructifs de parois employées fréquemment dans les immeubles d'habitation.

On traite de la différence obtenue entre la température de l'aire intérieure et celle de la surface intérieure de la parois extérieure, et de l'économie énergétique qu'on réalise avec certains types de parois.

L'étude s'effectue dans le cadre des températures du milieu environnant enrégistrées à Cluj, pendant deux jours des mois de décembre 1968, de Janvier et Février 1969, où l'on a constaté les températures les plus réduites.

On insiste sur la nécesité de l'emploi des parois prefabriquées isolées par polistyren expandé.

M. SOARE et D. MANARI : Eléments de construction en ferro-ciment

Une des principales et permanentes préoccupations des constructeurs est la réduction du poids propre des constructions qui peut être traduit par l'économie des matériaux et main d'oeuvre, employée aux solutions existentes. Ce problème peut être résolu outre une conception judicieuse de l'entière structure, tant par la réduction de l'épaisseur des éléments structuraux que par l'emploi des matériaux légers.

Les auteurs se préoccupent seulement du problème de la réduction de l'épaisseur des éléments structuraux.

L'emploi du ferro-ciment dans la structure des éléments de constructions a constitué l'objet d'amples études entreprises par l'Institut pour la recherche et l'économie des constructions (INCERC).

Des recherches de laboratoire et des essais des différents éléments de construction étudiés sont aussi présentés, tandis que dans la seconde partie de l'article il s'agira d'une description des constructions réalisées, suivie par une série de données tehnico-économiques.

R. J. BALLY : Eléments nouveaux sur la silicatisation des loess.

L'analyse des procès d'injection et de consolidation du loess, les essais et applications à échelle naturelle ont fait ressortir la possibilité d'accroître l'efficience de la silicatisation des loess modérément humides par injection pneumatique et des loess fortement humides par électrosilicatisation. La silicatisation des terrains de fondation loessoides s'est avérée utile même dans les cas où elle a été limitée à la partie supérieure de la zone active.

ST. MIHĂILESCU et P. PĂTRUŢ : L'étude du réglage du processus de creusement des pelles hydrauliques

Après qu'on passe en revue le développement de la commande hydraulique, en général, les auteurs font une analyse sur les principaux schémas de commande des excavateurs à godet unique. Au cours de cette analyse on s'occupe des systèmes de commande à pompes à débit constant comparés à ceux des pompes à commande automatique du débit.

Par la suite, les auteurs présentent les éléments d'analyse des performances dynamiques des systèmes automatiques hydrauliques des pelles. Ces systèmes fonctionent tant en régime stationnaire qu'en régime transitoire.

G. LIESS : Quelques considérations concernant le problème de la réduction de la consommation du bois dans les travaux publics d'urbanisme.

Les travaux édilitaires étant des grands consommateurs de bois, l'article entrepris une analyse des possibilités de réduction quantitative du bois qu'on utilise actuellement dans le bâtiment, par le remplacement des éléments de boisage et des plate-formes de travail avec des matériaux métalliques.

ST. VINTILĂ et DAN CONSTANTINESCU : Dimensionnement optimal d'une station centrale pour la préparation en deux étapes des eaux chaudes ménagères

Dans l'article on présente une méthode originale de calcul technico-économique pour le dimensionnement d'une station centrale pour la préparation en deux étapes de l'eau chaude ménagère, comportant un coût total annuel minimum d'investissement et d'exploitation de l'installation.

Dans ce but, la fonction de coût a été établie, tout en ayant en vue les équations de corrélation entre les valeurs soumises à l'optimisation, ont été appliquées les conditions de minimum à cette fonction et les rélations de dimensionnement ont été obtenues.

INHALT

B. POPA u. CONSTANŢA VINTILĂ : Verhalten einiger wandarten im wohnungsbau angewandt unter besonderer Berücksichtigung der wärmeübertragung

Der Artikel untersucht und vergleicht das Verhalten einiger Wandarten üblicherweise im Wohnungsbau angewandt unter besonderer Berücksichtigung der Wärmeübertragung.

Man befasst sich mit der Temperaturdifferenz die sich ergibt zwischen der Lufttemperatur der Räume und der Temperatur der Innenfläche der Aussenwände und auch mit dem Ersparniss an Kraft das erlangt wird für verschiedene Wandarten.

Die Untersuchung beruht auf die äusseren Lufttemperaturen gemessen in Cluj, in Dezember 1968 und Januar und Februar 1969 in zwei Tagen mit niederen Temperaturen.

Es wird besonders hervorgehoben die Notwendigkeit vorgefertigte Wandteile anzuwenden die aber mit einer Wärmeisolierung aus Blähpolystyrol vorzusehen sind.

M. SOARE, D. MANARI : Armozement Bauteile

Das Herabsetzen des Eigengewichts der Bauten ist eine der ständigen Hauptsorgen der Bauingenieurs, da es dadurch möglich ist eine Ermässigung des Verbrauchs an Baustoffen und Arbeitskraft gegenüber den herkömmlichen Lösungen zu erlangen.

Abgesehen von einer zweckmässigen Gestaltung der gesamten Tragkonstruktion, ist es möglich eine Antwort auf diese Frage zu finden indem man die Stärke der Bauteile herabsetzt oder leichte Baustoffe benützt.

Die Autoren interessieren sich ausschliesslich für die Ermässigung der Stärke der Bauteile.

Anwendung des Armozementes bei der Gestaltung der Bauteile bildete den Gegenstand umfassender Untersuchungen die im Forschungsinstitut für Bauwesen und Bauwirtschaft (INCERC) durchgeführt wurden.

Im Artikel werden vorgeführt Laborforschungen und Prüfungen die durchgeführt wurden für verschiedene Bauteile; im zweiten Teil des Artikels werden beschrieben einige ausgeführte Bauten und angegeben einige technisch-wirtschaftlische Kennziffern.

R. J. BALY . Neue Erfahrungen bei der Silikatisierung der Lössboden.

Betrachtungen über Vorgänge bei den Injektionen und bei der Verfestigung der Lössböden, Experimente und praktische Anwendungen haben die Möglichkeit wirksamer Silikatisierungen hervorgehoben, bei mässig feuchten Böden, durch pneumatische Injektionen, bei hohen Wassergehalt, durch Elektrosilikatisierung. Durchgeführte Silikatisierungen der Lössböden zeugten über die Wirksamkeit des Verfahrens, selbst wenn es nur zum Verfestigung des oberen Teiles der aktiven Zone angewandt wurde.

ST. MIHĂILESCU u. P. PĂTRUŢ : Untersuchungen über die Regelung der Aushubvorgänge bei Einlöffelbaggern mit hydrostatischem Antrieb

Nach einer kurzen Übersicht der Entwiclkung von hydrostatischen Antrieben, untersuchen die Autoren zwei der bedeutendsten Antriebschemas für Einlöffelbagger. Es werden untersucht und verglichen Antriebsysteme die Pumpen mit konstanter Durchflussmenge benützen gegenüber Antriebsystemen mit selbsttätiger Regelung der Durchflussmenge.

In der Folge machen ddie Autoren einige Untersuchungsergebnisse bekannt betreffend die dynamischen Leistungen selbsttätiger hydraulischer Antriebsysteme für Bagger. Derartige Systeme arbeiten sowohl unter stationären wie auch unter nichtstationären Betriebsbedingungen.

Im Abschluss wird abgeleitet die mathematische Übertragungsfunktion für den Durchflussmengenregler und für den hydraulischen Antrieb Pumpe — Motor.

G. LIESS : Einige Betrachtungen betreffend die Ermässigung des Holzverbrauchs bei kommunal wirtschaftlichenArbeiten

Da die Arbeiten der Kommunalwirtschaft grosse Mengen von Holz verbrauchen, werden im Artikel die Möglichkeiten untersucht die bestehen den heutigen Holzvebrauch herabzusetzen durch Einführung von Metallteilen an der Stelle üblicher Grubenspreizungen und Arbeitsbühnen.

ST. VINTILĂ, D. CONSTANTINESCU : Optimale Bemessung einer zweistufigen zentralen Aufbreitungsanlage für warmes Brauchwasser

Die vorliegende Arbeit beschreibt eine originelles technisch-wirtschaftliches Rechenverfahren für die Bemessung einer zentralen zweistufigen Aufbereitungsanlage für warmes Brauchwasser; es wurde angestrebt die Investitionskosten und die jährlichen Betriebskosten so niedrig wie nur möglich zu halten.

Eine Kostenfunktion wurde abgeleitet unter Berücksichtigung der Wechselbeziehungen zwischen den Grössen die optimisiert werden sollen; aus dem Minimum dieser Funktion ergaben sich hinterher die Bemessungsgleichungen.

Ein Zahlenbeispiel erläutert und veranschaulicht die endgültigen Formeln.

СОДЕРЖАНИЕ

Б. ПОПА, КОНСТАНЦА ВИНТИЛЭ

Поведение в отношении теплопередачи некоторых видов стен, используемых для жилых зданий

Статья состоит из сравнения теплопередачи некоторых строительных видов стен, используемых для жилых зданий.

Описывается температурная разница, получаемая между температурой воздуха внутри помещения и температурой внутренней поверхности наружных стен, а также энергетическая экономия, получаемая в случае различных видов стен.

Исследование производится в рамках температур внешней среды, зарегистрированных в два дня из дней с наименьшей температурой, в декабре 1968 года и в январе и феврале 1969 года в городе Клуж.

Указывается на необходимость использования сборных стен, изоллированных вспученным полистиролом.

М. СОАРЕ, Д. МАНАРИ

Строительные элементы из армоцемента

Одна из постоянных забот строителей состоит в снижении веса конструкции, что в итоге приводит, по сравнению с существующими решениями, к снижению расхода материалов и рабочей силы.

Эта проблема может быть решена, кроме рационально задуманной общей несущей схемы, как снижением толщины конструкций, так и использованием лёгких материалов.

Авторов интересует лишь вопрос уменьшения толщины строительных элементов.

Использование армоцемента для изготовления строительных элементов являлось предметом обширных исследований, проведенных Исследовательским Институтом Строительства и Экономики Строительства

В статье изложены лабораторные исследования и испытанил различных подопытных элементов, а во-второй части дано описание возведенных зданий и сооружений, вместе с которыми приведен ряд технико-экономических данных.

Р. Ж. БАЛЛИ: Новые данные относительно силикатизации лёссов

Замечания относительно развития процессов инъектирования и закрепления лёсса, опыты и производственное применение указывают на возможность улучшения результатов силикатизации лёссов средней влажности с помощью пневматической инъекции, для сильно увлажненных лёссов с помощью электросиликатизации. Силикатизация лёссового основания оказывается полезной даже когда ее ограничивают на высшей части активной зоны.

ШТ. МИХЭИЛЕСКУ, П. ПЭТРУЦ

Исследование регулировки процесса копания одноковшовыми экскаваторами с гидростатическим приводом

После краткого общего описания развития гидростатического привода, авторы анализируют две главные схемы привода одноковшовых экскаваторов. В пределах этого анализа рассматриваются системы насосных приводов с насосами постоянного расхода в сравнении с системами с насосами, при которых расход автоматически регулируется.

Затем авторы представляют элементы для анализа динамических достижений автоматических гидравлических систем экскаваторов. Данные системы работают как при стационарном режиме, так и при переходном режиме.

Авторы производят математическую разработку действия регулятора в смысле переноса расхода, а также и действия в том же смысле гидравлической передачи насос — мотор.

Г. ЛИЕСС

Некоторые соображения, касающиеся вопроса снижения расхода лесоматериалов при инженерных работах в городах и населённых пунктах

Работы такого рода являются крупными потребителями лесоматериалов. В статье произведен анализ возможностей снижения существующего расхода этих материалов, заменяя подпорные элементы и рабочие платформы металлическими изделиями.

ШТ. ВИНТИЛЭ, ДАН КОНСТАНТИНЕСКУ: Оптимальное назначение размеров станции для двуступенчатого приготовления горячей воды для домашнего обихода

В статье приведен оригинальный метод технико-экономического расчёта при назначении размеров централи для двуступенчатого приготовления горячей воды для домашнего обихода при условии минимальных годовых капиталовложений и эксплуатационных расходов для данной централи.

Для этой цели установлено уравнение стоимости учитывая и уравнения, увязывающие параметры подлежащие оптимизации; применены условия минимального значения этого уравнения и выведены соотношения, необходимые для назначения размеров.

Для иллюстрирования и интерпретации окончтельных формул в статье приведен пример расчёта.

COMPORTAREA LA TRANSMITEREA CĂLDURII A UNOR TIPURI CONSTRUCTIVE DE PEREȚI UTILIZAȚI LA CONSTRUCȚIILE DE LOCUINȚE

Prof. em. dr. ing. **B. POPA** și ing. **CONSTANȚA VINTILĂ**
Institutul politehnic – Cluj

Diminuarea consumului de energie reclamat pentru încălzirea construcțiilor de locuințe, a căror dezvoltare a înregistrat o creștere simțitoare în ultimii ani, a dus la adoptarea unor soluții constructive de pereți exteriori cît mai eficiente.

Prezenta lucrare își propune studierea comparativă a unor tipuri de pereți exteriori avînd caracteristici termice superioare soluțiilor constructive clasice, compararea vizînd atît raționalizarea consumului de energie, cît și consecințele acestuia asupra realizării gradului de confort din încăperi.

După principiul de execuție, pereții exteriori s-au grupat în două categorii :

1. Pereți executați la șantier, direct în procesul de construcție, din care s-au ales pentru studiu pereții din :

1.a. zidărie de cărămizi eficiente (cărămizi cu goluri) ;

1.b. beton ușor (gazbeton) ;

2. Pereți din panouri mari prefabricate (tip sandviș), a căror utilizare este foarte extinsă pe plan mondial și a devenit o soluție clasică în construcții chiar și pe plan național. Din această categorie, pentru prezentul studiu, s-au selectat :

2.a. pereți din panouri mari prefabricate din beton armat cu un strat interior de beton celular autoclavizat (BCA), soluție adoptată în construcțiile de locuințe de la noi din țară ;

2.b. pereți din panouri mari prefabricate din beton armat cu un strat interior de polistiren expandat, ca soluție utilizată în construcțiile de locuit pe plan mondial.

În timp ce la tipurile de pereți 1.a, 1.b, 2.a s-a considerat structura celor utilizați în construcțiile de locuințe de la noi din țară, în cazul peretelui exterior de tipul 2.b, grosimea stratului de polistiren s-a adoptat în așa fel încît, în condițiile exterioare de calcul pentru orașul Cluj, să se asigure realizarea unui grad optim de confort în încăperile de locuit (fig. 1 și tabela 1).

În aprecierea gradului de confort s-a pornit de la premisa că senzația de confort este determinată de asocierea dintre temperatura aerului interior, temperatura superficială a pereților care mărginesc încăperea, viteza de deplasare a curenților de aer și umiditatea aerului. Temperatura aerului interior reprezentînd o mărime cu caracter convențional, limita spre care tinde media valorilor parțiale ale cîmpului de temperatură care se stabilește în încăpere, pentru aceasta s-a adoptat la încăperile de locuit valoarea de 20°C (STAS 1542–61). În situația în care se presupune că aerul este practic în stare de repaus, cazul încăperilor neventilate, cu ferestre normal etanșe, iar umiditatea aerului este cea corespunzătoare încăperilor de locuit [9], se constată că în ultimă instanță, la o temperatură a aerului interior de 20°C, gradul de confort poate fi asigurat prin realizarea unei temperaturi superficiale a pereților cît mai apropiate de temperatura din interiorul încăperii [6, 7]. În prezenta lucrare, corespunzător gradului optim de confort s-a considerat o diferență de 3°C între temperatura aerului din interiorul încăperii și cea a suprafeței interioare a peretelui exterior.

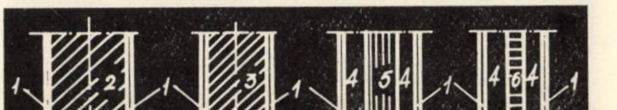


Fig. 1. Secțiunile tipurilor constructive de pereți exteriori din zidărie de cărămidă eficientă (1. a), beton ușor (1. b), panouri mari prefabricate cu strat interior de BCA (2. a), cu strat interior de polistiren expandat (2. b) :

1 — tencuială ; 2 — zidărie din cărămizi eficiente ; 3 — beton ușor ; 4 — beton armat ; 5 — beton celular autoclavizat ; 6 — polistiren expandat.

Pentru a ilustra comportarea la transmiterea căldurii a pereților exteriori este necesar să se urmărească :

Tabela 1

Principalele caracteristici ale unor tipuri constructive de pereţi utilizaţi la construcţiile de locuinţe

Tipul constructiv de perete	Simbol adoptat arbitrar	Suprastructura peretelui (de la interior spre exterior)				Grosimea totală a peretelui (m)	Masa unui metru pătrat de perete (kg/m^2)
		Stratificarea	Masa specifică (kg/m^3)	Grosimea (m)	Masa unui metru pătrat (kg/m^2)		
Zidărie din cărămizi cu goluri	1 a	Tencuială interioară	1 800	0,020	36	0,33	478
		Cărămizi cu goluri	1 400	0,290	406		
		Tencuială exterioară	1 800	0,020	36		
Zidărie din blocuri mici de beton uşor	1 b	Tencuială interioară	1 800	0,020	36	0,28	312
		Beton uşor	1 000	0,240	240		
		Tencuială exterioară	1 800	0,020	36		
Panouri mari prefabricate din beton cu strat interior de beton celular autoclavizat (BCA)	2 a	Tencuială interioară	1 800	0,005	9	0,31	522
		Beton armat	2 400	0,100	240		
		B.C.A.	600	0,120	72		
		Beton armat	2 400	0,080	192		
		Tencuială exterioară	1 800	0,005	9		
cu strat interior de polistiren expandat	2 b	Tencuială interioară	1 800	0,005	9	0,24	452
		Beton armat	2 400	0,100	240		
		Polistiren expandat	30	0,050	2		
		Beton armat	2 400	0,080	192		
		Tencuială exterioară	1 800	0,005	9		

— distribuţia temperaturii în grosimea peretelui, care ilustrează pierderea de energie termică spre exterior ;

— diferenţa dintre temperatura aerului din încăpere şi cea a suprafeţei interioare a pereţilor exteriori, adică gradul de confort pe care peretele îl asigură încăperii.

Pentru atingerea acestor obiective, în toate cele patru cazuri studiate s-au făcut următoarele ipoteze :

— regimul termic s-a presupus staţionar ;

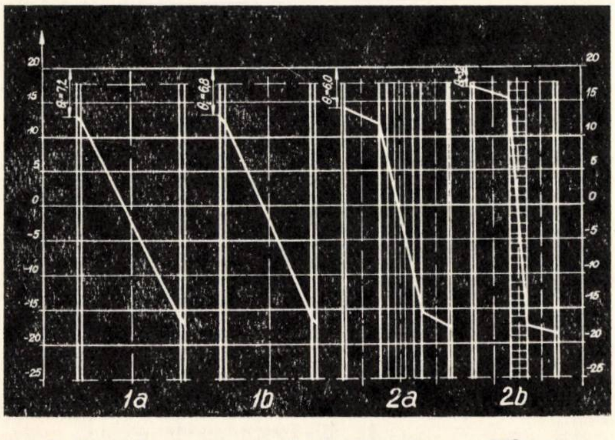


Fig. 2. Variaţia temperaturii (pentru $t_i = +20^0$C şi $t_e = -20$°C) în interiorul pereţilor din :

1.a — zidărie de cărămizi eficiente ; 1.b — beton uşor ; 2.a — panouri mari prefabricate din beton armat cu un strat de BCA ; 2.b — panouri mari prefabricate din beton armat cu un strat de polistiren expandat.

— variaţia temperaturii în grosimea peretelui s-a considerat unidimensională ;

— instalaţia de încălzire centrală s-a presupus că asigură menţinerea în interiorul încăperii a temperaturii de 20°C ;

— coeficienţii de schimb superficial s-au considerat constanţi, avînd valorile adoptate în general în calculele care se efectuează pentru stabilirea necesarului de căldură la încălzirea clădirilor [1, 6, 8, 9] : $\alpha_i = 8{,}1$ W/m^2. grd şi $\alpha_e = 23{,}3$ W/m^2. grd.

Calculul rezistenţelor termice este prezentat, pentru cele patru structuri de pereţi, în tabela 2.

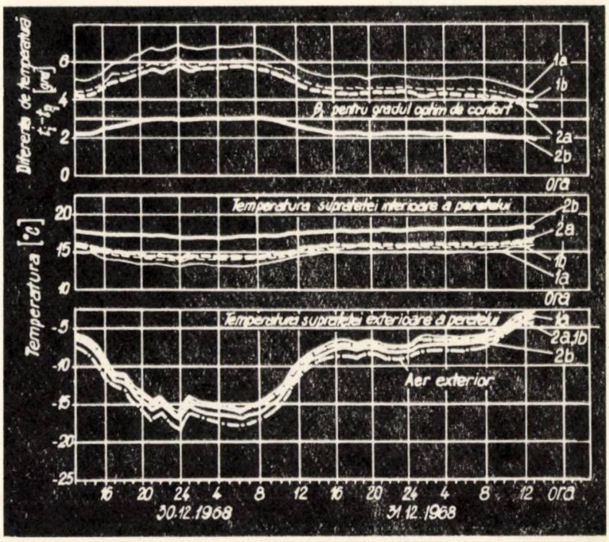


Fig. 3. Variaţia de temperatură a suprafeţei interioare şi exterioare a pereţilor şi a diferenţei de temperatură, la temperaturile înregistrate în zilele de 29—30—31.12.1968 :

1.a — zidărie de cărămizi eficiente; 1.b — beton uşor ; 2.a — panouri mari prefabricate din beton armat cu un strat de BCA ; 2.b — panouri mari prefabricate din beton armat cu un strat de polistiren expandat.

Pentru stabilirea distribuţiei temperaturii în grosimea pereţilor, din exprimarea constanţei densităţii de flux termic transmis prin perete

Tabela 2

Calculul rezistenţelor termice

Tipul constructiv de perete (simbol)	Stratificarea	Grosimea Δ [m]	Conductivitatea termică λ [W/m. grd]	Rezistenţa termică $\frac{\Delta}{\lambda}$ [m². grd/W]	
				a stratului	a peretelui (totală)
0	1	2	3	4	5
1 a	Tencuială interioară	0,020	0,87	0,023	0,529
	Cărămizi cu goluri	0,290	0,60	0,483	
	Tencuială exterioară	0,020	0,87	0,023	
1 b	Tencuială interioară	0,020	0,87	0,023	0,617
	Beton uşor	0,240	0,42	0,571	
	Tencuială exterioară	0,020	0,87	0,023	
2 a	Tencuială interioară	0,005	0,87	0,006	0,671
	Beton armat	0,100	2,04	0,049	
	B.C.A.	0,120	0,21	0,571	
	Beton armat	0,080	2,04	0,039	
	Tencuială exterioară	0,005	0,87	0,006	
2 b	Tencuială interioară	0,005	0,87	0,006	1,35
	Beton armat	0,100	2,04	0,049	
	Polistiren expandat	0,050	0,04	1,250	
	Beton armat	0,080	2,04	0,039	
	Tencuială exterioară	0,005	0,87	0,006	

şi cu aplicarea condiţiilor la limită de speţa a treia şi a patra, în tabela 3 s-au explicitat temperaturile straturilor marginale şi intermediare în funcţie de rezistenţele termice ale pereţilor şi de temperaturile aerului din exteriorul şi interiorul încăperii.

Determinarea valorii temperaturilor în straturile componente ale celor patru tipuri constructive de pereţi (tabela 4) s-a efectuat prin aplicarea expresiilor menţionate în tabela 3, condiţiile de calcul stabilite pentru oraşul Cluj şi la clădirile de locuit, $t_e = -20°C$, $t_i = +20$ °C (STAS 1488-54 ; 1542-61).

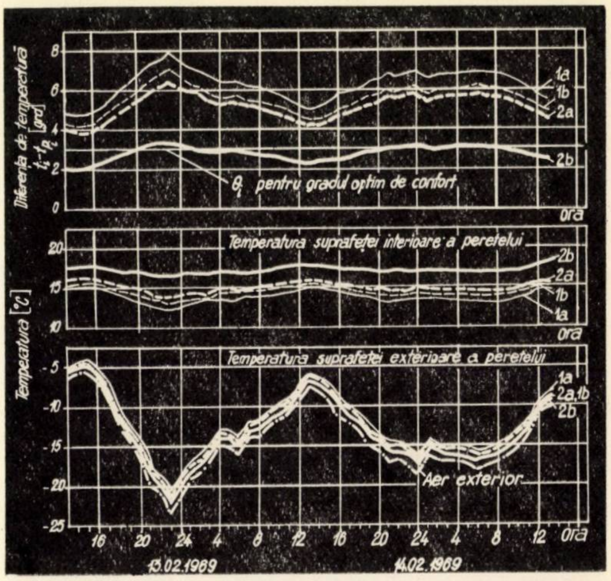


Fig. 4. Variaţia de temperatură a suprafeţei interioare şi exterioare a pereţilor şi a diferenţelor de temperatură, la temperaturile înregistrate în zilele de 12 — 13 — 14.01.1969 :

1.a — zidărie de cărămizi eficiente ; 1.b — beton uşor ; 2.a — panouri mari prefabricate din beton armat cu un strat de BCA ; 2.b — panouri mari prefabricate din beton armat cu un strat de polistiren expandat.

Figura 2, care ilustrează grafic variaţia de temperatură obţinută, arată că, începînd de la tipul de perete din cărămizi eficiente (1. a), temperatura superficială a peretelui interior înregistrează o creştere progresivă, pentru a atinge o valoare maximă la pereţii din panouri mari prefabricate, izolate cu polistiren expandat (2.b), respectiv diferenţa de temperatură ($\theta_i = t_i - t_{pi}$) prezintă o scădere substanţială, de la 7,2 grade, în cazul 1.a, pînă la 3,2 grade, la 2.b.

Pentru a urmări comportarea pereţilor în condiţiile temperaturilor exterioare existente în oraşul Cluj, s-au determinat variaţiile temperaturilor superficiale interioare şi exterioare şi ale diferenţelor de temperatură θ_i, în cazul

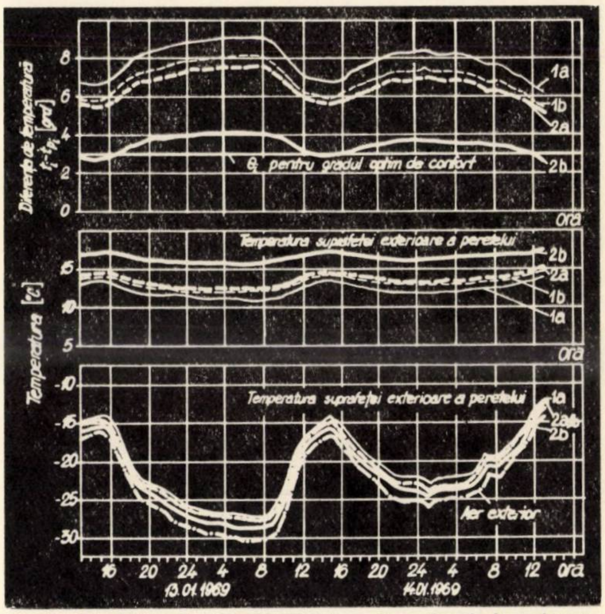


Fig. 5. Variaţia de temperatură a suprafeţei interioare şi exterioare a pereţilor şi a diferenţei de temperatură, la temperaturile înregistrate în zilele de 12—13—14.02.1969 :

1.a — zidărie de cărămizi eficiente ; 1.b — beton uşor ; 2.a — panouri mari prefabricate din beton armat cu un strat de BCA ; 2.b — panouri mari prefabricate din beton armat cu un strat de polistiren expandat.

tipurilor de pereți selectați pentru studiu, pentru 48 de ore consecutive ale lunilor decembrie 1968, ianuarie și februarie 1969, în care s-au înregistrat cele mai coborîte temperaturi atmosferice (fig. 3, 4, 5). Variația temperaturii aerului exterior s-a trasat după datele furnizate de către Centrul meteorologic din Cluj.

În toate aceste situații (fig. 3, 4, 5) se remarcă faptul că numai peretele care conține un strat intermediar de polistiren expandat (2. b) prezintă valori minime ale temperaturii suprafețelor exterioare și maxime pentru suprafețele interioare, iar diferența de temperatură θ_i oscilează, fără abateri prea mari, în jurul valorii de trei grade, corespunzătoare gradului de confort considerat optim. În același timp se observă că celelalte curbe, rezultate din valorile t_{p_e}, t_{p_i} și θ_i obținute pentru pereții de tip 1.a, 1.b și 2.a, se distanțează de curbele reprezentative ale peretelui de tipul 2.b. Această distanțare este defavorabilă tipurilor 1.a, 1.b, 2.a, atît în ceea ce privește pierderea de căldură prin perete, ilustrată de valoarea $\Delta t = t_{p_i} - t_{p_e}$, cît și în privința posibilității de realizare a gradului de confort, reflectată prin mărimea diferenței de temperatură θ_i.

Pentru a evita limitarea studiului numai la situațiile prezentate mai sus, care reflectă comportarea pereților în condiții de temperaturi atmosferice minime, atinse accidental și pe perioade de timp relativ scurte, s-a considerat ca necesară compararea comportării pereților exteriori la transmiterea căldurii în condiții

TABELUL 3

STABILIREA EXPRESIILOR PENTRU TEMPERATURILE STRATURILOR INTERMEDIARE ALE PERETILOR NEOMOGENI

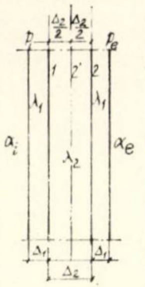
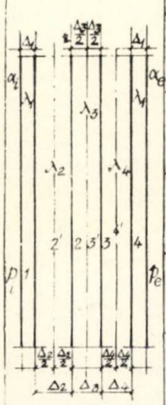
TIPUL CONSTRUCTIV DE PERETE	SCHEMA SECTIUNII	RELATIA Nr.	EXPRESIA TEMPERATURII STRATULUI INTERMEDIAR **j**: $t_j=f(t_{j-1}, t_{j+1})$	EXPRESIA TEMPERATURII STRATULUI INTERMEDIAR **j**: $t_j=f(t_i, t_e)$
1a 1b	 $\frac{\Delta_2}{2}$ $\frac{\Delta_2}{2}$ p_i p_e 1 2' 2 λ_1 λ_1 α_i λ_2 α_e Δ_1 Δ_1 Δ_2	1	$t_{p_i}=\frac{t_1+\frac{\alpha_i\Delta_1}{\lambda_1}t_i}{1+\frac{\alpha_i\Delta_1}{\lambda_1}}$	$t_{p_i}=\frac{1+\alpha_e\left(2\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}\right)}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+2\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_i+\frac{t_e}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+2\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}+\frac{1}{\alpha_e}\right)}$
		2	$t_1=\frac{t_{2'}+\frac{\lambda_1}{\Delta_1}\cdot\frac{\Delta_2}{2\lambda_2}t_{p_i}}{1+\frac{\lambda_1}{\Delta_1}\cdot\frac{\Delta_2}{\lambda_2}}$	$t_1=\frac{1+\alpha_e\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}\right)}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_i+\frac{1+\alpha_i\frac{\Delta_1}{\lambda_1}}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$
		3	$t_{2'}=\frac{t_1+t_2}{2}$	$t_{2'}=\frac{1+\alpha_e\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{2\lambda_2}\right)}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_i+\frac{1+\alpha_i\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{2\lambda_2}\right)}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$
		4	$t_2=\frac{t_{2'}+\frac{\lambda_1}{\Delta_1}\cdot\frac{\Delta_2}{2\lambda_2}t_{p_e}}{1+\frac{\lambda_1}{\Delta_1}\cdot\frac{\Delta_2}{2\lambda_2}}$	$t_2=\frac{1+\alpha_e\frac{\Delta_1}{\lambda_1}}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_i+\frac{1+\alpha_i\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}\right)}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$
		5	$t_{p_e}=\frac{t_2+\frac{\alpha_e\Delta_1}{\lambda_1}t_e}{1+\frac{\alpha_e\Delta_1}{\lambda_1}}$	$t_{p_e}=\frac{t_i}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}+\frac{1+\alpha_i\left(2\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}\right)}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$
2a 2b	 $\frac{\Delta_2}{2}$ $\frac{\Delta_2}{2}$ λ_1 λ_1 α_i α_e λ_3 λ_2 λ_4 2' 2 3' 3 4' 4 1 p_i p_e $\frac{\Delta_2}{2}$ $\frac{\Delta_4}{2}$ Δ_2 Δ_3 Δ_4	6	$t_{p_i}=\frac{t_1+\frac{\alpha_1\Delta_1}{\lambda_1}t_i}{1+\frac{\alpha_1\Delta_1}{\lambda_1}}$	$t_{p_i}\frac{1+\alpha_e r}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_1+\frac{t_e}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}$
		7	$t_1=\frac{t_{2'}+\frac{\lambda_1}{\Delta_1}\cdot\frac{\Delta_2}{2\lambda_2}t_{p_i}}{1+\frac{\lambda_1}{\Delta_1}\cdot\frac{\Delta_2}{\lambda_2}}$	$t_1=\frac{1+\alpha_e\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}+\frac{\Delta_3}{\lambda_3}+\frac{\Delta_4}{\lambda_4}\right)}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_e}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_i+\frac{1+\alpha_i\frac{\Delta_1}{\lambda_1}}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$
		8	$t_{2'}=\frac{t_1+t_2}{2}$	$t_{2'}=\frac{1+\alpha_e\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{2\lambda_2}+\frac{\Delta_3}{\lambda_3}+\frac{\Delta_4}{\lambda_4}\right)}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_i+\frac{1+\alpha_i\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{2\lambda_2}\right)}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$
		9	$t_2=\frac{t_{3'}+\frac{\lambda_2}{\Delta_2}\frac{\Delta_3}{\lambda_3}t_{2'}}{1+\frac{\lambda_2}{\Delta_2}\frac{\Delta_3}{\lambda_3}}$	$t_2=\frac{1+\alpha_e\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_3}{\lambda_3}+\frac{\Delta_4}{\lambda_4}\right)}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_i+\frac{1+\alpha_i\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}\right)}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$
		10	$t_{3'}=\frac{t_2+t_3}{2}$	$t_{3'}=\frac{1+\alpha_e\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_3}{2\lambda_3}+\frac{\Delta_4}{\lambda_4}\right)}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_i+\frac{1+\alpha_i\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}+\frac{\Delta_3}{2\lambda_3}\right)}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$
		11	$t_3=\frac{t_{4'}+\frac{\lambda_3}{\Delta_3}\cdot\frac{\Delta_4}{\lambda_4}t_{3'}}{1+\frac{\Delta_3}{\lambda_3}\cdot\frac{\Delta_4}{\lambda_4}}$	$t_3=\frac{1+\alpha_e\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_4}{\lambda_4}\right)}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_i+\frac{1+\alpha_i\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}+\frac{\Delta_3}{\lambda_3}\right)}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$
		12	$t_{4'}=\frac{t_3+t_4}{2}$	$t_{4'}=\frac{1+\alpha_e\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_4}{2\lambda_4}\right)}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_i+\frac{1+\alpha_i\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}+\frac{\Delta_3}{\lambda_3}+\frac{\Delta_4}{2\lambda_4}\right)}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$
	Hotă: In relatiile 2-14, cu r s-a notat rezistenta termică a peretelui: $r=\sum_{i=1}^{n}\frac{\Delta_i}{\lambda_i}$	13	$t_4=\frac{t_{4'}+\frac{\lambda_1}{\Delta_1}\cdot\frac{\Delta_4}{2\lambda_4}t_{p_e}}{1+\frac{\lambda_1}{\Delta_1}\cdot\frac{\Delta_4}{2\lambda_4}}$	$t_4=\frac{1+\alpha_e\frac{\Delta_1}{\lambda_1}}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_i+\frac{1+\alpha_i\left(\frac{\Delta_1}{\lambda_1}+\frac{\Delta_2}{\lambda_2}+\frac{\Delta_3}{\lambda_3}+\frac{\Delta_4}{\lambda_4}\right)}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_1}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$
		14	$t_{p_e}=\frac{t_4+\frac{\alpha_e\Delta_1}{\lambda_1}t_e}{1+\frac{\alpha_e\Delta_1}{\lambda_1}}$	$t_{p_e}=\frac{t_i}{\alpha_e\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}+\frac{1+\alpha_i r}{\alpha_i\left(\frac{1}{\alpha_i}+r+\frac{1}{\alpha_e}\right)}t_e$

Tabela 4

Calculul temperaturilor straturilor neomogene ale pereților

Temperatura	Simbolul adoptat pentru tipul constructiv de perete: 1 a		1 b		2 a		2 b	
	Relația de calcul $t = f(t_i, t_e)$	Valoarea [°C]	Relația de calcul $t = f(t_i, t_e)$	Valoarea [°C]	Relația de calcul $t = f(t_i, t_e)$	Valoarea [°C]	Relația de calcul $t = f(t_i, t_e)$	Valoarea [°C]
t_{p_i}	$0{,}82t_i+0{,}18t_e$	12,80	$0{,}84t_i+0{,}16t_e$	13,60	$0{,}85t_i+0{,}15t_e$	14,0	$0{,}92t_i+0{,}08t_e$	16,80
t_1	$0{,}79t_i+0{,}21t_e$	11,60	$0{,}80t_i+0{,}20t_e$	12,00	$0{,}84t_i+0{,}16t_e$	13,60	$0{,}91t_i+0{,}09t_e$	16,40
$t_{2'}$	$0{,}44t_i+0{,}56t_e$	− 2,40	$0{,}44t_i+0{,}56t_e$	− 2,40	$0{,}82t_i+0{,}18t_e$	12,80	$0{,}895t_i+0{,}105t_e$	15,80
t_2	$0{,}09t_i+0{,}91t_e$	−16,40	$0{,}08t_i+0{,}92t_e$	−16,80	$0{,}80t_i+0{,}20t_e$	12,00	$0{,}88t_i+0{,}12t_e$	15,20
$t_{3'}$	—	—	—	—	$0{,}45t_i+0{,}55t_e$	− 2,0	$0{,}47t_i+0{,}53t_e$	− 1,20
t_3	—	—	—	—	$0{,}10t_i+0{,}90t_e$	−16,0	$0{,}06t_i+0{,}94t_e$	−16,60
$t_{4'}$	—	—	—	—	$0{,}08t_i+0{,}92t_e$	−16,8	$0{,}045t_i+0{,}955t_e$	−18,20
t_4	—	—	—	—	$0{,}06t_i+0{,}94t_e$	−17,6	$0{,}03_i+0{,}97t_e$	−18,20
t_{p_e}	$0{,}06t_i+0{,}94t_e$	−17,60	$0{,}05t_i+0{,}95t_e$	−18,0	$0{,}05t_i+0{,}95t_e$	−18,0	$0{,}028t_i+0{,}972t_e$	−18,90
$\theta_i=t_i-t_{p_i}$	$0{,}18(t_i-t_e)$	7,20	$0{,}16\ (t_i-t_e)$	6,40	$0{,}15\ (t_i-t_e)$	6,00	$0{,}08(t_i-t_e)$	3,20

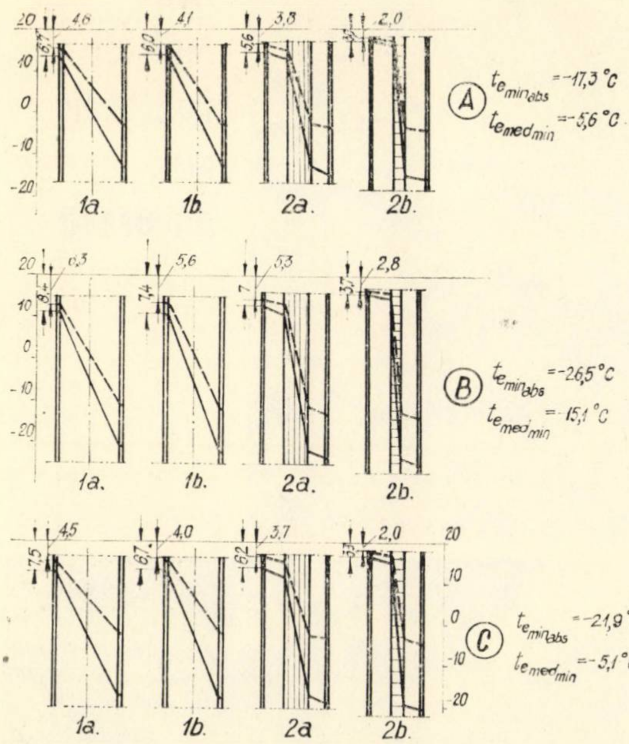

20
10
0
-10
-20
4,6
6,7
4,1
6,0
3,8
5,6
2,0
3,7
1a.
1b.
2a.
2b.
(A) $t_{e_{min\,abs}} = -17,3\,°C$
$t_{e_{med\,min}} = -5,6\,°C$
6,3
8,4
5,6
7,4
5,3
7
2,8
3,7
(B) $t_{e_{min\,abs}} = -26,5\,°C$
$t_{e_{med\,min}} = -15,1\,°C$
4,5
7,5
4,0
6,7
3,7
6,2
2,0
3,3
(C) $t_{e_{min\,abs}} = -21,9\,°C$
$t_{e_{med\,min}} = -5,1\,°C$

Fig. 6. Variaţia temperaturii în interiorul pereţilor exteriori corespunzător temperaturilor minime absolute (linii continue) şi a celor medii minime (linii întrerupte) din lunile :

A — decembrie 1968
B — ianuarie 1969
C — februarie 1969.

de temperaturi exterioare medii. În consecinţă, s-a efectuat determinarea distribuţiei temperaturii în grosimea celor patru tipuri constructive de pereţi şi implicit a diferenţei de temperatură θ_i, în condiţiile de temperaturi medii minime (fig. 6, linii întrerupte) şi comparativ cu acestea, minime absolute (linii continue), ale lunilor decembrie 1968, ianuarie şi februarie 1969, cu valori ale temperaturii aerului exterior obţinute de la Centrul meteorologic Cluj.

Rezultatele astfel obţinute relevă aceeaşi superioritate în comportarea la transmiterea căldurii a pereţilor din panouri mari prefabricate din beton armat, prevăzute cu un strat intermediar de polistiren expandat (2.b), acesta fiind singurul tip constructiv, din cele studiate, care asigura $\theta_i = 3$ în condiţiile considerării valorilor minime absolute ale temperaturii aerului exterior din lunile respective.

În ceea ce priveşte pierderea de căldură prin pereţii exteriori, la o aceeaşi diferenţă de temperatură între aerul din interiorul şi exteriorul încăperii, aceleaşi condiţii de schimb de căldură superficial, ţinînd seamă de rezistenţele termice (tabela 2) şi considerînd ca 100 % fluxul termic pierdut prin suprafaţa unitară a peretelui exterior executat din panouri mari prefabricate cu strat intermediar din BCA (2.a), se constată că densitatea de flux termic este mai mare cu 20 % şi 7 % la pereţii de tip 1.a, respectiv 1.b, în timp ce la peretele exterior 2.b, aceasta prezintă o valoare cu 45 % mai mică, ceea ce arată o reducere concludentă a energiei reclamate.

Din compararea modului în care se comportă la transmiterea căldurii cele patru tipuri de pereţi studiate, este necesar să se conchidă importanţa mare pe care o prezintă folosirea în soluţiile constructive din ţara noastră la construcţiile de locuit, a panourilor mari prefabricate din beton armat, prevăzute cu un strat intermediar din polistiren expandat. Realizarea acestui deziderat ar avea ca urmare obţinerea unei economii energetice majore, prin diminuarea pierderilor de căldură şi creşterea evidentă a confortului din încăperile clădirilor de locuit, prin micşorarea corespunzătoare a diferenţei dintre temperatura aerului interior şi cea a suprafeţei interioare a pereţilor exteriori.

Bibliografie

[1] Blîndu D. : *Soluţii noi în calculul necesarului de căldură în clădiri.* I.D.T., Bucureşti, 1968.

[2] Dimitriu-Vîlcea E. : *Îndrumător pentru proiectarea şi încercarea izolării termice şi fonice în construcţii.* Editura tehnică, Bucureşti, 1968.

[3] FocşaV., Radu A. : *Clădiri civile şi construcţii industriale.* Editura didactică şi pedagogică, Bucureşti, 1966.

[4] Frank W. : *Die Erfassung des Raumklimas mit Hilfe richtungsempfindlicher Frigorimeter.* Gesundheits-Ingenieur 89, Nr. 10, pag. 301 la 308.

[5] Georgescu St., Andjulovici Al. : *Confortul termic în clădiri.* Editura tehnică, Bucureşti, 1966.

[6] Ghiţescu D. : *Metode noi în calculul necesarului de căldură în clădiri,* I.D.T. Bucureşti, 1968.

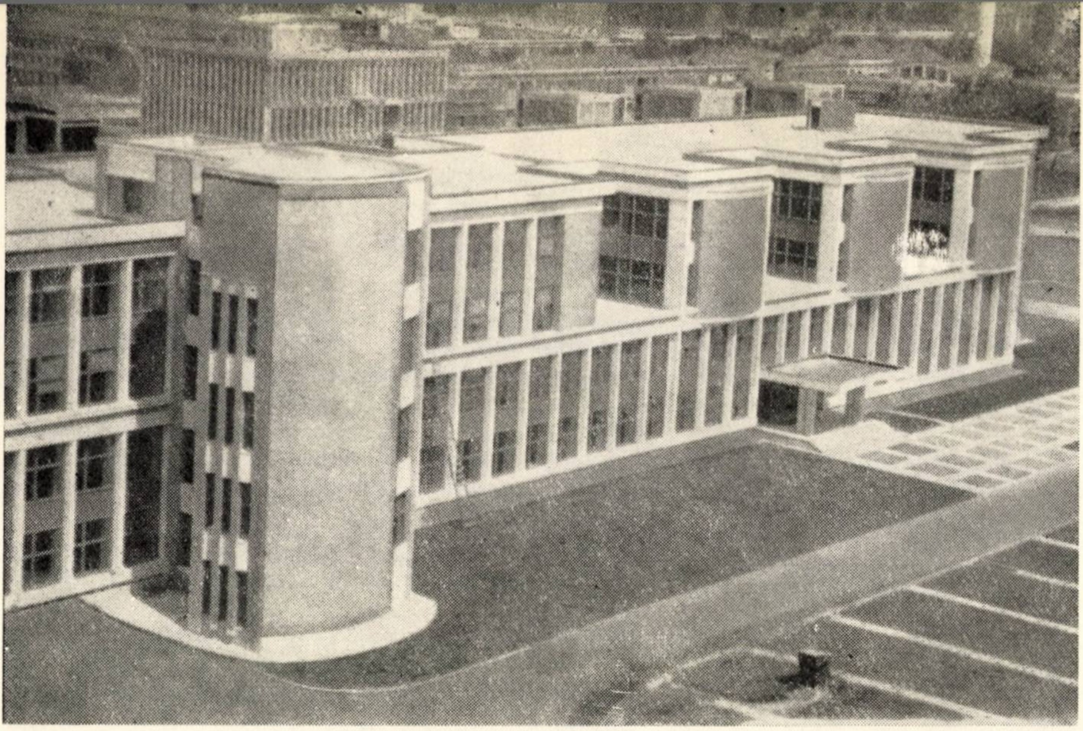
[7] Gradjean E. : *Efectul diferitelor sisteme de încălzire asupra condiţiilor climatice în interiorul birourilor.* Traducere din limba germană în Caiet selectiv — Instalaţii pentru construcţii — IDT, Nr. 9, sept, 1966, pag. 528—538.

[8] Künzel N., Gertis K. : *Wärme- und feuchtigkeitstechnische Untersuchungen vorgefertigten Aussenwänden.* Betonstein-Zeitung, 12/1966, pag. 667—678.

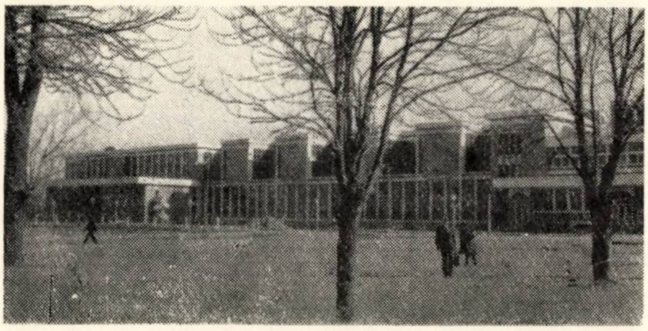
[9] Rietschel H., Raiss W. : *Tehnica încălzirii şi ventilării.* (traducere din limba germană) Editura tehnică, Bucureşti, 1967.

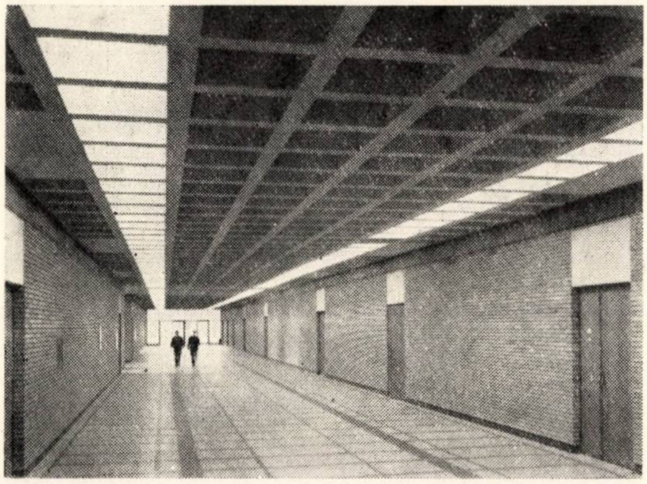
[10] Voinescu V., Niculescu N., Lăzărescu L. : *Îndrumătorul instalatorului,* Editura tehnică, Bucureşti, 1964.

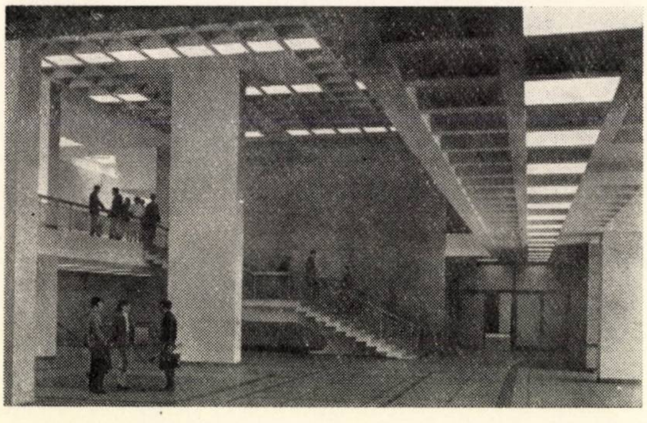
◆



Noul Institut politehnic din București







Executant :

Trustul 1 Construcții București

ELEMENTE DE CONSTRUCŢIE DIN ARMOCIMENT

Dr. doc. şt. tehn. **MIRCEA SOARE**, ing. **D. MANARI**

1. INTRODUCERE

Una dintre problemele permanente care se pun constructorilor noştri este aceea de a reduce greutatea construcţiilor, fapt care se traduce prin reducerea consumului de materiale şi manoperă, în comparaţie cu soluţiile actuale. Rezolvarea acestei probleme este posibilă, în afara conceperii judicioase a întregii structuri, atît prin reducerea grosimii elementelor de construcţie, cît şi prin utilizarea de materiale uşoare.

Cercetările iniţiate în cadrul INCERC de mai bine de nouă ani au îmbrăţişat ambele aspecte amintite mai sus. În cele ce urmează ne vom ocupa doar de problema reducerii grosimii elementelor de construcţie. În prezent se poate considera că acoperişurile structurilor de beton armat obţinute au atins în general consumuri de beton minime, ajungînd pînă la 30—35 mm.

Problema reducerii în continuare a grosimii elementelor de beton armat face necesară adoptarea unor principii noi în modul de alcătuire a betonului armat, şi anume utilizarea agregatelor fine şi reducerea diametrului armăturii.

Pornind de la aceste premise, se ajunge la realizarea unui microbeton armat cu ţesături de sîrmă, procedeu prin care se pot realiza grosimi de 10—15 mm.

Este de remarcat că în istoria dezvoltării betonului armat, primele realizări au constat din elemente confecţionate din mortar de ciment armate cu plase de sîrmă. După aproape un secol, constructorul italian Pier Luigi Nervi revine la un mod de alcătuire asemănător, creînd un nou material, denumit în literatura tehnică *armociment* (ferociment).

Nervi a realizat în Italia o serie de construcţii din armociment, dintre care cităm acoperişuri pentru expoziţii şi hale industriale, elemente folosite ca cofraje pierdute sau pentru construcţii demontabile, nave şi altele.

Prin aceasta, Nervi a scos în evidenţă calităţile fizico-mecanice deosebite ale armocimentului, faţă de betonul armat obişnuit, calităţi datorate :

— folosirii unui beton fin şi deci mai omogen decît cel obişnuit ;

— prezenţei unor sîrme de 0,5 — 1,5 mm diametru, distribuite pe două direcţii perpendiculare la distanţe de maximum 20 mm (fapt prin care se obţine o suprafaţă mare de adeziune între armătură şi beton).

Studii ample asupra armocimentului au fost efectuate în U.R.S.S., unde se produc elemente din armociment pe cale industrială şi în mare serie şi unde au fost acoperite suprafeţe mari cu variate tipuri de asemenea elemente.

Studiile INCERC au fost publicate în mică măsură [2], [3], [9], iar construcţia experimentală realizată în cursul anilor 1963—1964 nu a constituit un punct de plecare pentru o valorificare largă a cercetărilor întreprinse şi încheiate cu rezultate favorabile.

Iniţiativa luată de Institutul Proiect-Bucureşti de a utiliza chesoane de armociment pentru acoperirea cupolei rectoratului noului Institut politehnic constituie, credem, un prilej fericit de relansare a armocimentului ca material eficient pentru unele elemente de construcţie.

Tehnologia de confecţionare a chesoanelor, bazată pe recomandările INCERC, s-a dovedit a fi simplă şi uşor de asimilat.

Ţinînd seamă de toate aceste considerente, în articolul de faţă ne-am propus să facem o succintă prezentare a cercetărilor de laborator şi a încercării diferitelor elemente de construcţie studiate, iar în partea a doua a lucrării **să** dăm o descriere a construcţiilor **realizate**, împreună cu o serie de date tehnico-economice.

2. PROBLEME STUDIATE

Cercetările efectuate în cadrul INCERC au abordat următoarele aspecte :

a) studierea materialelor pentru armociment şi a domeniului de utilizare eficientă în construcţii ;

b) încercări pentru stabilirea proprietăţilor fizico-mecanice;

c) studierea unor elemente de armociment destinate acoperirii halelor industriale (bolţi şi chesoane) şi construcţiilor agrozootehnice;

d) studierea unei structuri de hală universală tip, la care se utilizează pentru acoperiş bolţi de armociment;

e) proiectarea şi executarea unei construcţii experimentale (hala pentru încercări din incinta INCERC) la care acoperişul este realizat din bolţi ondulate de armociment;

f) asistenţă tehnică pentru tehnologia de confecţionare şi urmărirea execuţiei chesoanelor de armociment pentru acoperirea cupolei rectoratului noului Institut politehnic — Bucureşti.

Cercetările de la punctul (c) de mai sus cuprind atît proiectarea, cît şi studierea şi punerea la punct a condiţiilor de decofrare, transport şi montaj, precum şi încercările pînă la rupere ale prototipurilor experimentale.

Cercetările de la punctul (d) cuprind atît rezolvarea unor aspecte constructive, cît şi eficienţa tehnico-economică a soluţiei preconizate, comparată cu soluţia cea mai avantajoasă existentă la data elaborării studiilor (precum şi cu cea prezentă).

3. MATERIALE ŞI DOMENIUL DE APLICARE EFICIENTĂ

Stabilirea reţetei pentru armociment s-a făcut ţinînd seama că este necesară o granulometrie fină (0—3 mm) şi un dozaj de ciment bogat, care să asigure realizarea unei mărci de beton superioare (min. B 400) şi o bună lucrabilitate a amestecului.

Cele trei reţete principale de beton utilizate pentru turnarea probelor sînt trecute în tabela 1 (cantităţile corespund amestecului într-o betonieră de 0,1 m³).

Tabela 1

Rețetă / Material	(a)	(b)	(c)
Ciment RIM	40	60	80
Apă	21	24	26
Agregate sortul 0—1 mm	76	59	50
sortul 1—3 mm	93	87	74
Total kg	230	230	230
Raportul a/c	0,525	0,400	0,325

Ţesături de sîrmă. Armarea caracteristică a armocimentului se realizează cu ţesături de sîrmă.

Întrucît ţesăturile care se fabrică curent la noi în ţară nu corespund ca dimensiuni, iar plasa de rabiţ cu ochiuri exagonale s-a dovedit necorespunzătoare (datorită deformabilităţii ochiurilor), a fost necesară comandarea unor ţesături speciale (nefigurînd în catalogul M.I.G.).

Pentru stabilirea consumului de oţel şi a proprietăţilor fizico-mecanice ale ţesăturilor de sîrmă se introduc următorii parametri:

n — numărul ţesăturii (definit prin numărul de ochiuri pe un ţol vienez $=25{,}35$ mm),
d — diametrul sîrmei (în mm),
N — numărul de ţesături dispuse pe grosimea plăcii (considerată de 15 mm),
S — suprafaţa specifică (determinată prin raportul cm² armătură/cm³ armociment).

Prin varierea primilor doi parametri se obţin diferite tipuri de ţesături.

Numărul ţesăturii n este stabilit de caracteristicile războaielor de ţesut actualmente în funcţiune; valorile n care pot fi luate în consideraţie sînt cele din tabela 2.

Tabela 2

Tesătura n	1	1,5	2	2,5	3	4
Latura ochiului (mm)	25,35	17,57	13,18	10,54	8,78	6,59

Pe baza parametrilor precedenţi rezultă expresiile următoarelor mărimi:

— *greutatea*

$$G = 0{,}468nd^2N \ (\text{kgf/m}^2);$$

— *consumul de sîrmă* (raportul la volumul de armociment)

$$C = 31{,}2nd^2N = 66{,}7\,G \ (\text{kgf/m}^3);$$

— *suprafaţa specifică* (suprafaţa laterală totală a sîrmei dintr-un cm³ de armociment)

$$S = 0{,}159ndN \ (\text{cm}^2/\text{cm}^3).$$

Din realizările străine, cît şi din cercetările efectuate în INCERC, proporţiile optime de ţesături şi de ciment sînt de circa 500 kg oţel şi 800—1000 kg ciment la m³ armociment.

Aceste proporţii sînt prezentate de Nervi ca „proporţii naturale"; pentru aceste proporţii, armocimentul prezintă proprietăţi fizico-mecanice remarcabile, cum ar fi un modul de elasticitate de cinci ori mai ridicat, rezistenţe la întindere de 6—10 ori mai mari şi un grad înalt de impermeabilitate.

Asemenea condiţii se realizează în cazul cînd:

$$N > 5,\ d > 0{,}8 \text{ mm},\ n > 2 \text{ (ochiuri} < 13{,}18 \text{ mm)}$$
$$\text{şi } S > 2{,}5 \text{ cm}^2/\text{cm}^3.$$

Sub aspectul economic însă, valorile de mai sus duc, în general, la soluţii mai puţin eficiente decît cele de beton armat obişnuit.

Analizînd, din acest punct de vedere, eficienţa armocimentului, rezultă că acesta poate lucra avantajos în două alternative:

a) Un consum de oțel mai redus ($N < 4$, $d \leqslant 0{,}8$ mm, $n \leqslant 2{,}5$) atunci cînd, în funcție de domeniul de aplicare, nu interesează realizarea integrală a proprietăților fizico-mecanice superioare caracteristice armocimentului. Acesta este cazul elementelor spațiale de acoperiș care lucrează în special ca bolți cu secțiunile transversale comprimate.

b) Cînd prin proprietățile sale deosebite, armocimentul permite eliminarea unor elemente de construcție din ansamblul structurii.

Studiile și cercetările efectuate în INCERC au fost axate pe prima alternativă, căutîndu-se o soluție intermediară între betonul armat obișnuit și armocimentul prezentat în literatură.

4. PROPRIETĂȚI FIZICO-MECANICE

Pentru determinarea caracteristicilor fizicomecanice ale armocimentului au fost efectuate un număr important de cercetări de laborator, ale căror rezultate le vom da pe scurt în cele ce urmează.

Greutatea tehnică a fost determinată pe cuburi de 7 și 20 cm latură, precum și pe elementele experimentale. Au rezultat valori cuprinse în intervalul 2 330–2 400 kgf/m³, astfel încît pentru calculul greutății se poate lua

$$\gamma = 2\,400 \text{ kgf/m}^3.$$

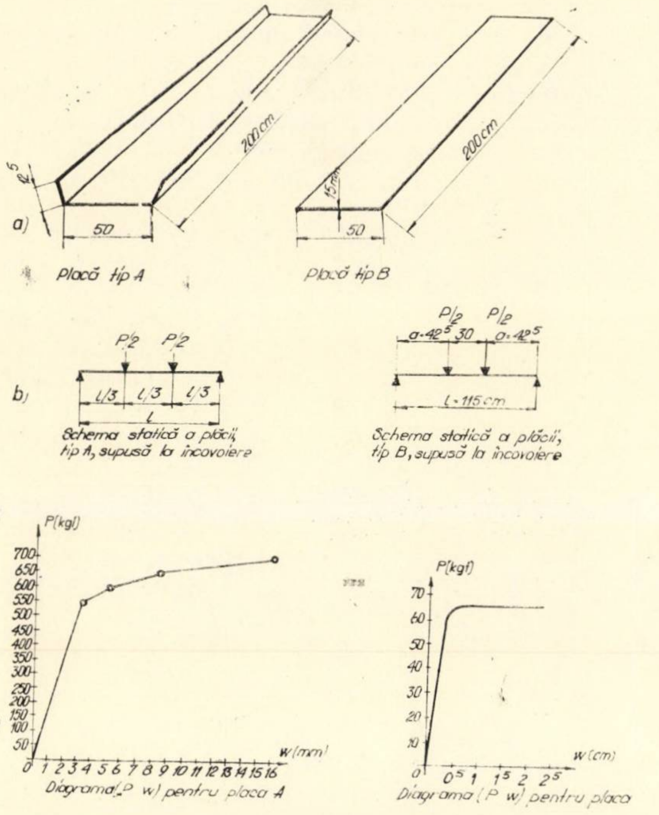

a)
2,5
200 cm
50
Placă tip A
15
200 cm
50
Placă tip B
b)
P/2 P/2
l/3 l/3 l/3
l
Schema statică a plăcii, tip A, supusă la încovoiere
P/2 P/2
a=42,5 30 a=42,5
l=115 cm
Schema statică a plăcii, tip B, supusă la încovoiere
c)
P(kgf)
700 650 600 550 500 450 400 350 300 250 200 150 100 50
w(mm)
0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16
Diagrama (P w) pentru placa A
P(kgf)
70 60 50 40 30 20 10
w(cm)
0 0,5 1 1,5 2 2,5
Diagrama (P w) pentru placa B

Fig. 1. Determinarea modulului de elasticitate a armocimentului la încovoiere :
a) dimensiunile plăcilor ; b) schemele de încărcare ; c) diagramele P — w

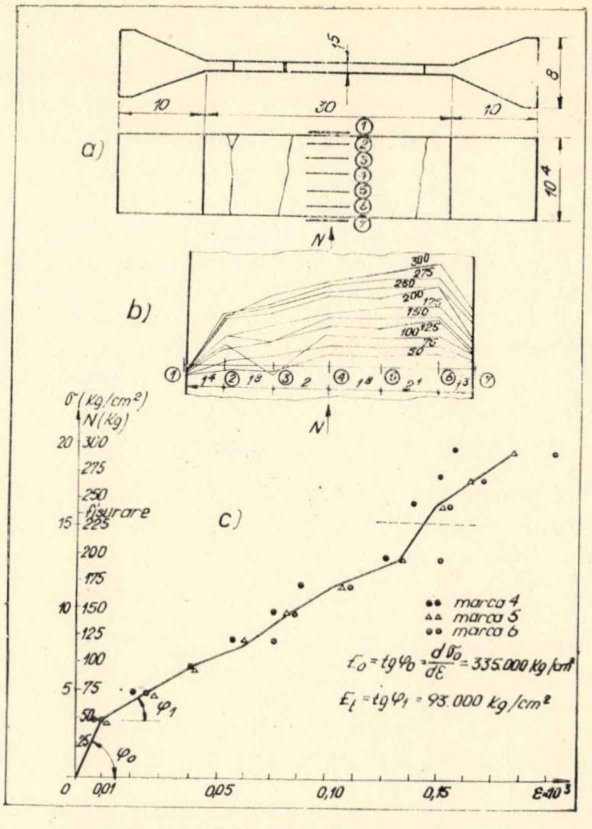


Fig. 2. Determinarea modulului de elasticitate a armocimentului la întindere :
a) forma și dimensiunile epruvetei ; b) variația eforturilor unitare pe înălțimea secțiunii, pentru diferite trepte de încărcare ; c) curba caracteristică

Rezistența la compresiune. Pentru rețeta (b) de armociment, marca ce se obține este superioară lui B 400. Experimentările pe probe supuse unui ciclu de tratare termică cu abur viu de 2 + 4 + 2 ore (după 6 ore de la turnare) au indicat o rezistență medie de 250 kgf/cm² la o zi, fapt care asigură o folosire rațională a cofrajelor sau matrițelor.

Modulul de elasticitate a fost determinat prin supunerea la încovoiere a două tipuri de plăci subțiri de 15 mm grosime. Dimensiunile elementelor, schema de încărcare și curbele $P - w$ (încărcare/săgeată maximă) sînt redate în figurile 1 a, b, c.

Pentru cazul de încărcare considerat, din relația care determină săgeata maximă, se deduce prin explicitarea lui E :

$$E = \frac{a\,(3\,l^2 - 4\,a^2)}{48\,I}\,\frac{P}{w}; \qquad (1)$$

relația (1), pentru valorile numerice ale lui l, a și I, corespunzător plăcilor tip A și B, devine :

— placa tip A : $$E = 191\,\frac{P}{w} \qquad (2\text{ a})$$

— placa tip B : $$E = 2\,040\,\frac{P}{w} \qquad (2\text{ b})$$

(P în kgf, w în cm și E în kgf/cm²).

Pe baza înregistrării încărcării P şi a săgeţilor w în faza elastică, pentru plăcile confecţionate cu reţeta (b) şi 3 ţesături de sîrmă, a rezultat :

$E = 370\,000$ kgf/cm² (pentru plăcile tip A) ;

$E = 340\,000$ kgf/cm² (pentru plăcile tip B).

Pentru determinarea modulului de elasticitate la întindere au fost încercate epruvete a căror formă şi dimensiuni sînt redate în figura 2.

Curba caracteristică $\sigma - \varepsilon$ (fig. 2 c) indică pentru solicitări foarte mici ($\sigma < 5$ kgf/cm²) un modul de elasticitate foarte apropiat de cel de la încovoiere

$$E = \mathrm{tg}\,\varphi_o = 335\,000\ \mathrm{kgf/cm^2}.$$

Deformaţiile înregistrate cu ajutorul traductorilor electrici rezistivi indică, în continuare, un modul de elasticitate

$$E_t = \mathrm{tg}\ \varphi_1 = 93\,000\ \mathrm{kgf/cm^2} \approx 0{,}28\,E. \quad (3)$$

Rezistenţa la întindere axială şi din încovoiere a fost studiată pe epruvete de tipul celor indicate în figurile 1 şi 2.

Pentru întinderea axială şi elemente din armociment confecţionat cu reţea (b) s-au obţinut următoarele rezultate :

— la apariţia fisurilor fine $R_t = 15$ kgf/cm²,

— la fisurare puternică $R_t = 21$ kgf/cm².

Încercarea epruvetelor la încovoiere (fig. 3) a arătat că ipoteza secţiunilor plane este acceptabilă, deformaţiile variind practic liniar pe înălţimea secţiunii.

Eforturile unitare maxime au fost deduse

(*1*) în baza ipotezei lui Navier ;

(*2*) pe baza înregistrării tensiometrice a deformaţiilor specifice (considerînd $E = 340\,000$ kgf/cm²) ;

(*3*) în ipoteza unei distribuţii pe înălţimea secţiunii a eforturilor unitare ca în figura 4 c.

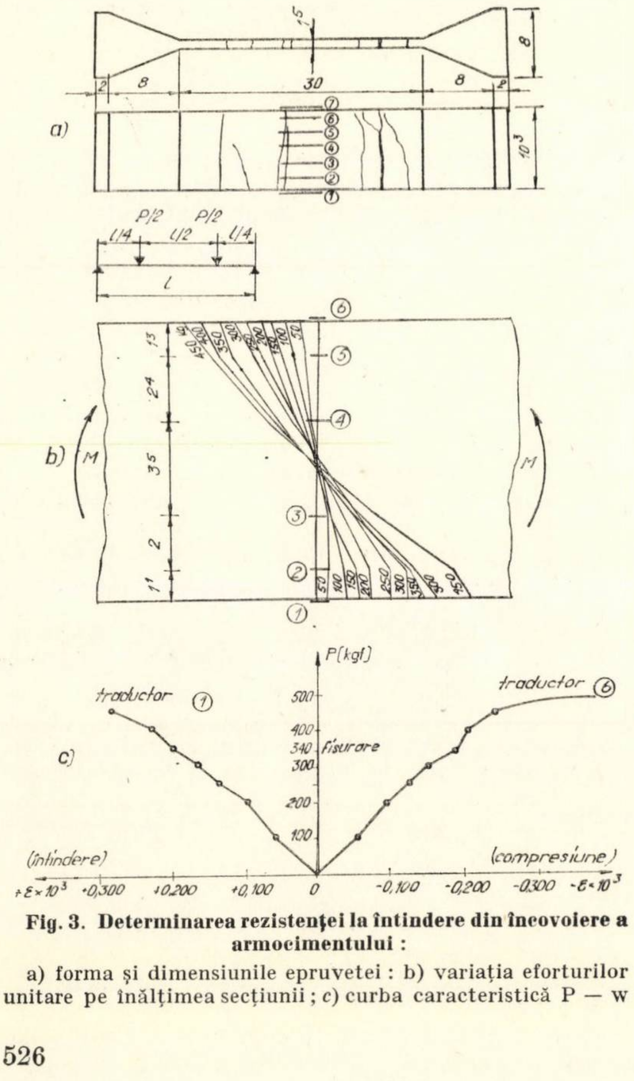


Fig. 3. Determinarea rezistenţei la întindere din încovoiere a armocimentului :

a) forma şi dimensiunile epruvetei : b) variaţia eforturilor unitare pe înălţimea secţiunii ; c) curba caracteristică P — w

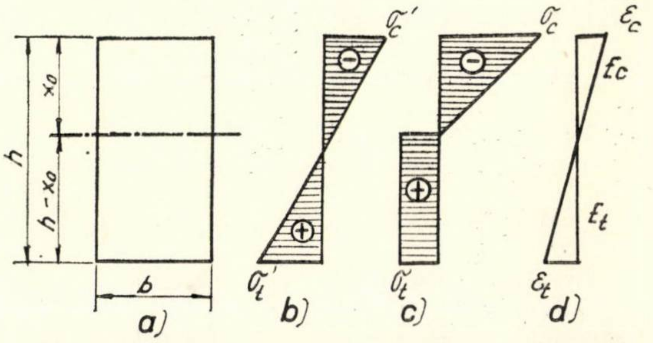


Fig. 4. Distribuţia eforturilor unitare şi a deformaţiilor specifice la secţiuni dreptunghiulare supuse la încovoiere

Dacă se notează

b, h — lăţimea, respectiv înălţimea secţiunii dreptunghiulare,

x_0 — poziţia axei neutre,

M — momentul încovoietor în secţiunea considerată,

E_c, E_t — modulii de elasticitate la compresiune, respectiv întindere,

ε_c, ε_t — alungirile specifice în fibrele extreme (în zona comprimată, respectiv întinsă),

σ_t', $\sigma_c' = \pm 6\ M/bh^2$ eforturile unitare maxime deduse prin aplicarea ipotezei lui Navier (adică considerînd materialul omogen şi avînd acelaşi modul de elasticitate la întindere şi la compresiune) (vezi figura 4 b),

σ_c, σ_t — eforturile unitare maxime (conform schemei din figura 4 c)

$$k = \sqrt{\frac{E_c}{2\ E_t}},\quad \beta = \frac{1 + 2\ k + k^2}{4\ k + 3\ k^2}$$ constante adimensionale, atunci rezultă poziţia axei neutre

$$x_0 = \frac{h}{1 + k} \quad (4\ \mathrm{a})$$

şi expresiile eforturilor unitare maxime

$$\sigma_t = \beta\,\sigma_t'\ ,\ \ \sigma_c = 2k\sigma_t = 2k\beta\sigma_c'\ . \quad (4\ \mathrm{b})$$

Considerînd, pe bază experimentală, că $E_t = 0{,}28\,E_c$ — conform (3) — din relaţiile (4) rezultă $k = 1{,}335$, $\beta = 0{,}562$ şi

$$\sigma_t = 0{,}562\ \frac{6\ M}{bh^2} = 3{,}37\ \frac{M}{bh\ 2}.$$

Coeficientul numeric 3,37 este apropiat de valoarea 3,5 admisă curent pentru determinarea rezistenței la întindere în momentul fisurării.

Pentru $P = 300$ kgf, $l = 46$ cm, $b = 1{,}75$ cm, $h = 10{,}4$ cm au rezultat în epruvetele supuse la încovoiere eforturi unitare maxime ale căror valori au fost trecute în tabela 3.

Tabela 3

Ipoteza / σ (kgf/cm²)	(1)	(2)	(3)
Compresiune	− 54,5	− 52,7	− 81,7
Întindere	+ 54,5	+ 56,0	+ 31,5

În general, valorile rezistențelor la întindere din încovoiere sînt de aproximativ două ori mai mari decît rezistențele la fisurare din întinderea axială.

Pe baza încercării la încovoiere a plăcilor tip A în momentul premergător apariției fisurilor, au rezultat rezistențele trecute în tabela 4.

Tabela 4

Ipoteza / σ (kgf/cm²)	(1)	(3)
Compresiune	−(119 ... 113)	−(178 ... 229)
Întindere	51,5 ... 66	29 ... 37

În concluzie, valorile obținute pentru rezistențele la întindere din încovoiere pentru probele de armociment confecționate cu rețeta (b) au corespuns unui beton de marcă B 400.

Probe de coroziune. Probe de coroziune accelerată au fost efectuate timp de 6 luni pe jumătăți de plăci puternic fisurate. Experimentarea a constat din cicluri de 2 zile păstrate sub apă și 2 zile în aer.

La terminarea acestor probe, plăcile și-au păstrat culoarea inițială, cu excepția apariției unor mici pete de rugină în dreptul cîtorva

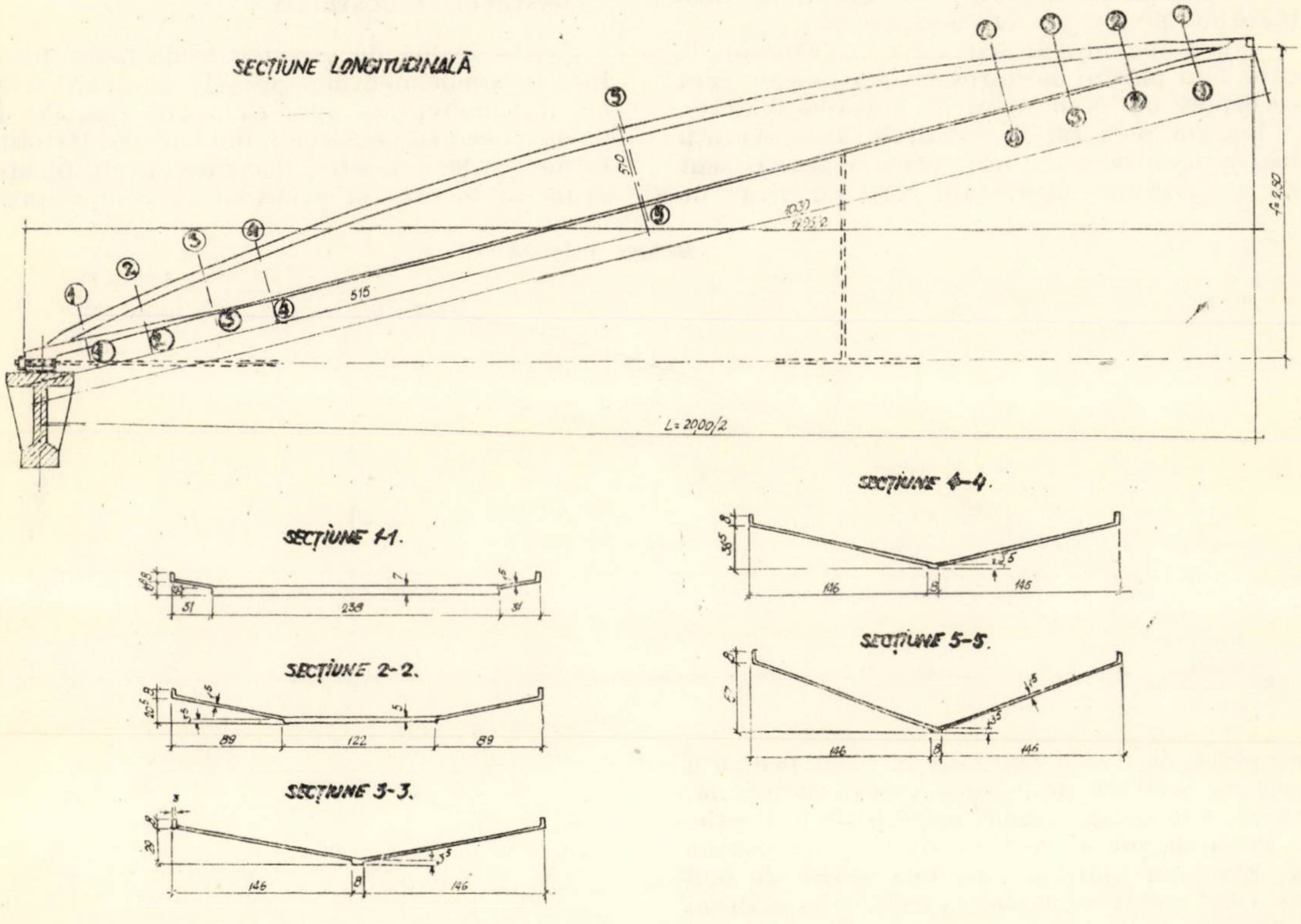

SECȚIUNE LONGITUDINALĂ
①
②
③
④
⑤
515
5,0
1030
1995/2
f=2,30
L=2000/2
SECȚIUNE 1-1.
7
51
238
31
SECȚIUNE 2-2.
5
89
122
89
SECȚIUNE 3-3.
3,5
146
8
146
SECȚIUNE 4-4.
3,5
146
8
146
SECȚIUNE 5-5.
3,5
146
8
146

Fig. 5. Placă tip V_1

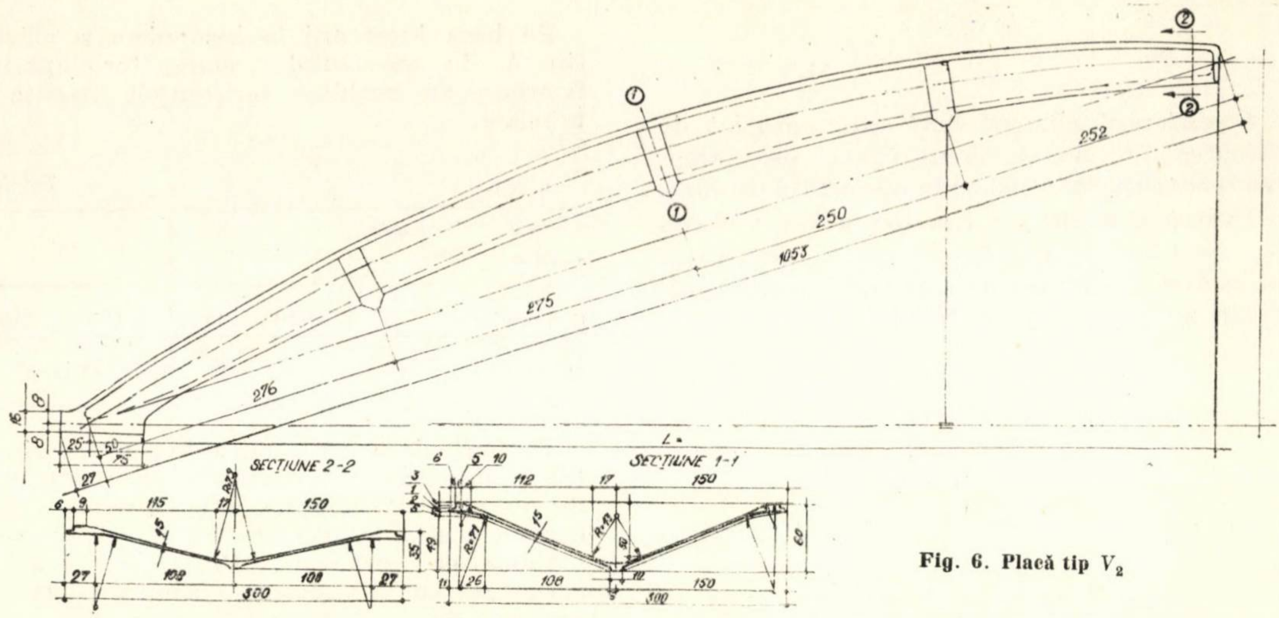

①
①
②
②
252
250
1053
275
276
L=
SECȚIUNE 2-2
SECȚIUNE 1-1
115
150
108
108
300
112
150
106
150
300

Fig. 6. Placă tip V_2

pori și în punctele în care țesătura este descoperită datorită fisurării.

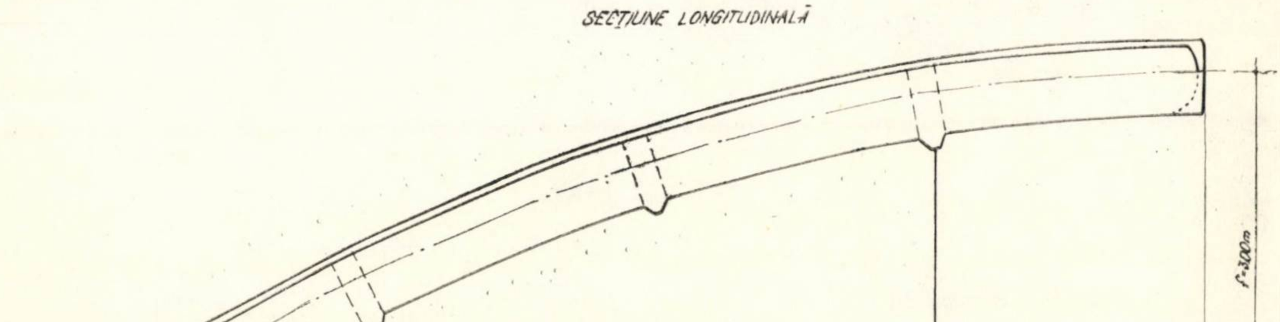
La îndepărtarea mortarului s-au constatat următoarele:

— în dreptul fisurilor puternice, sîrma era corodată;

— acolo unde acoperirea cu mortar era mai mare de 1 mm, sîrma nu a fost atacată;

— la adîncimi mai mari de 2 — 3 mm (de la suprafața plăcii), mortarul nu era umezit, ceea ce denotă un grad mare de impermeabilitate.

Rezultă deci că, în condițiile unei execuții foarte îngrijite, astfel încît placa de armociment să nu prezinte fisuri sau pori, un strat de acoperire de 2 — 3 mm este suficient pentru a asigura țesătura de sîrmă contra coroziunii, fără a fi necesare măsuri speciale de protecție.


SECȚIUNE LONGITUDINALĂ
f=3,00m
TIRANT
L=18,00/2

Probe de șoc au fost efectuate pe tronsoane de placă cu ajutorul unei bile sferice de oțel de 4 kgf greutate, lăsată să cadă de la înălțimi variind între 1 și 8 m.

Fără excepție, degradările plăcii produse la șoc s-au limitat la urma bilei, cu mici fisuri strict localizate în jurul urmei bilei. Pentru înălțimea pînă la 5 m, intradosul plăcii nu a prezentat denivelări sau fisuri sub urma bilei. În nici un caz nu s-au constatat străpungeri ale plăcii.

5. ELEMENTE PRETURNATE ȘI UZINATE PENTRU CONSTRUCȚII INDUSTRIALE

Ținînd seamă de caracteristicile fizico-mecanice ale armocimentului, primele studii INCERC au fost îndreptate spre elemente spațiale de acoperiș pentru construcții industriale. Datorită formei curbe a acestor elemente, armocimentul urma să lucreze în principal la compresiune.

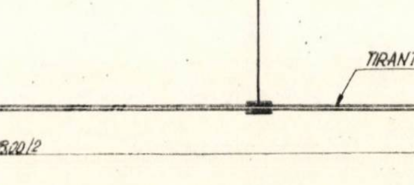

SECȚIUNE TRANSVERSALĂ
80
78
72
3.00m

Fig. 7. Placă tip W_1

Elementele spațiale au fost imaginate sub forma unor bolți triplu articulate, de $l = 18 - 20$ m deschidere și $b = 3$ m lățime, alcătuite din două jumătăți identice, preturnate și asamblate la fața locului.

Forma în secțiune transversală și săgeata de boltă f au fost modificate succesiv astfel încît, pe bază experimentală, s-a ajuns la o formă favorabilă a elementelor spațiale. Corespunzător formei, elementele au fost denumite placă tip V_1, V_2, W_2 și W_3.

Elevațiile și secțiunile transversale ale plăcilor tip V_1, V_2 și W_1 sînt redate în figurile 5, 6 și 7.

La încercarea pînă la rupere, elementele tip V au denotat sensibilitate mare la pierderea stabilității elastice, voalînd, primul în zona de reazem (foarte aplatisată), iar al doilea la sfertul deschiderii, la margine.

Încercări pe modele la scară 1 : 20, realizate din polistirol [2] au dus la rezultate calitative similare.

Forma secțiunii transversale a elementelor următoare (W_1, W_2, W_3) a apărut ca o consecință a necesității de a obține un element cît mai rigid. Nervurile transversale (vezi figura 7) au și ele rolul de a spori rigiditatea plăcii contra pierderii stabilității locale.

Tehnologia de execuție a avut la bază formarea pe o matriță de beton (sau zidărie), ceea ce permite reutilizarea acesteia de un număr oricît de mare de ori (fig. 8).

Confecționarea matriței a fost relativ simplă, datorită secțiunii constante a elementului.

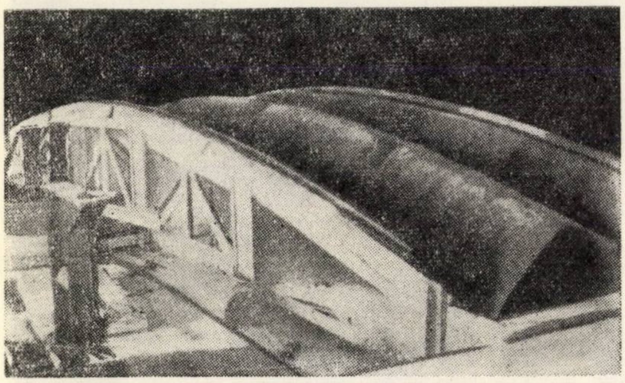


Fig. 8. Matriță de beton pentru plăcile tip W

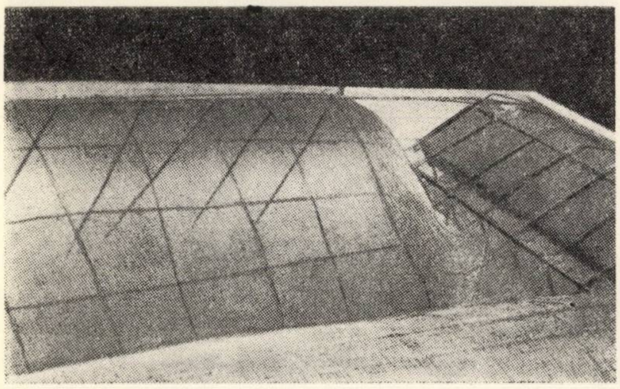


Fig. 9. Armare, naștere și așezarea armăturii înclinate la 45°

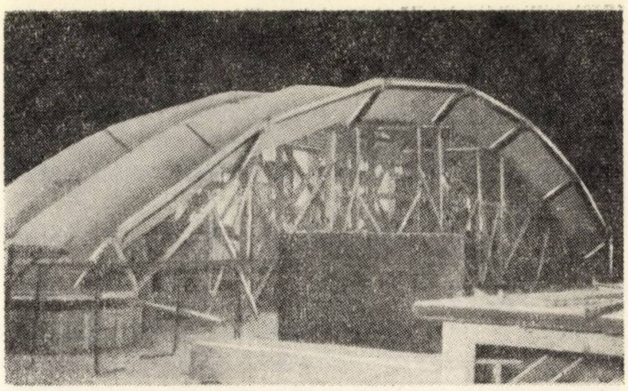


Fig. 10. Aspect din timpul încercării bolții W_1

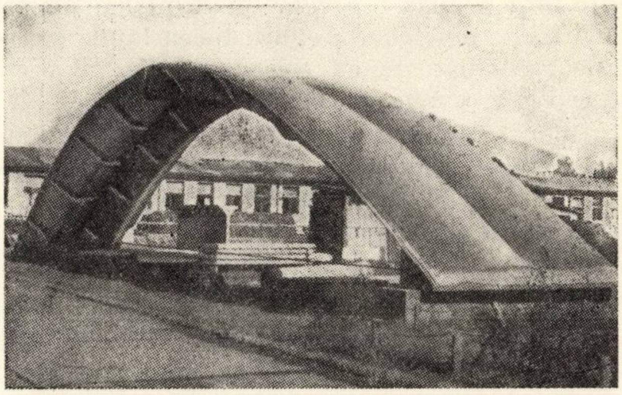


Fig. 11. Vedere a bolții W_1

La executarea matriței s-au avut în vedere următoarele :

— realizarea dimensiunilor conform proiectului,

— executarea pantelor și racordărilor necesare pentru asigurarea unei decofrări ușoare,

— prevederea unui sistem simplu pentru fixarea capătului mobil al cofrajului (la naștere și la cheie).

Tot în vederea decofrării ușoare, matrița a fost unsă cu „decofrol”, un produs care a dat rezultate satisfăcătoare și nu a lăsat pete pe fața inferioară a plăcii.

Armarea. În primul rînd se așază două țesături de sîrmă de 1 m lățime, dispuse în lungul elementului, peste care se așază o rețea Ø 3 mm la 20 — 25 cm.

În dolii și nervuri se așază bare de rezistență. Peste această armătură se așază a treia țesătură de sîrmă. Pentru a preveni fisurarea marginilor elementului la decofrare și transport, au fost prevăzute constructiv armături înclinate la 45° (fig. 9).

Încercarea pînă la rupere a arătat că elementele spațiale W au o rigiditate foarte mare, prezentînd săgeți reduse pînă în momentul ruperii.

Încărcarea totală de rupere a fost de 32 tf, adică $p_r \approx 593$ kg/m²; ruperea s-a produs prin cedarea piuliței tirantului la un efort în tirant de 29,5 tf. În felul acesta, coeficientul de siguranță

$$c = \frac{p_r + g}{q} = \frac{593 + 135}{260} = 2{,}81$$

(q reprezintă sarcina totală de exploatare) nu oglindește capacitatea portantă a bolții ; rezerva de siguranță ar fi fost mult mai mare în cazul unui tirant mai puternic.

Alte detalii asupra încercărilor sînt date în [2].

Un aspect din timpul încercării bolții W_1, precum și o vedere a celeilalte bolți W_1 executate și păstrate în incinta INCERC sînt redate în figurile 10 și 11.

Elementul spațial cu goluri de luminător (tip W_2) a apărut necesar în cazul halelor cu mai multe deschideri ; el are dimensiunile generale asemănătoare cu cele ale tipului W_1, cu excepția grosimii care este de 20 mm (fig. 12).

Golurile de luminător au formă circulară, cu un diametru de 40 cm, fiind dispuse în fețele plane ale elementului, cîte opt goluri pe fiecare față (adică 32 buc/element).

Marginea golurilor este formată dintr-o ramă metalică din cornier 20 × 20 × 3 mm.

Tehnologia de confecționare a fost identică cu aceea a elementului tip W_1.

Încercarea pînă la rupere a unui prototip la scară naturală a confirmat marea rigiditate a secțiunii transversale (chiar slăbită de golurile de luminător) și a indicat un coeficient de siguranță $c = 4$ (pentru a verifica capacitatea portantă reală a bolții, tirantul a fost supradimensionat de data aceasta), considerat absolut satisfăcător pentru o structură cu pereți subțiri.

Elementul spațial tip W_3 diferă de tipul W_1 prin grosimea de placă de 20 mm și prin rezolvarea unor detalii constructive ca mod de rezemare, racordare între elemente (în lungul marginilor curbe), fixare a jgheaburilor etc.

Elemente spațiale uzinate tip W. În concordanță cu directivele generale de industrializare a lucrărilor de construcții, a fost studiată și posibilitatea producerii elementelor spațiale din armociment pe cale industrială, în fabrici de prefabricate, reducînd astfel manopera de șantier la operații de asamblare și montaj. În acest scop a fost proiectat și realizat un element W_u.

Secțiunea transversală este identică cu aceea a elementelor preturnate (fig. 7), iar bolta rezultă din asamblarea a opt elemente, și anume : șase elemente curente W și două elemente de naștere (fig. 13 a).

Pentru a avea un singur tip de bolțar, axa bolții este un arc de cerc ; structura prefabricată rezultată este un cadru frînt dublu articulat

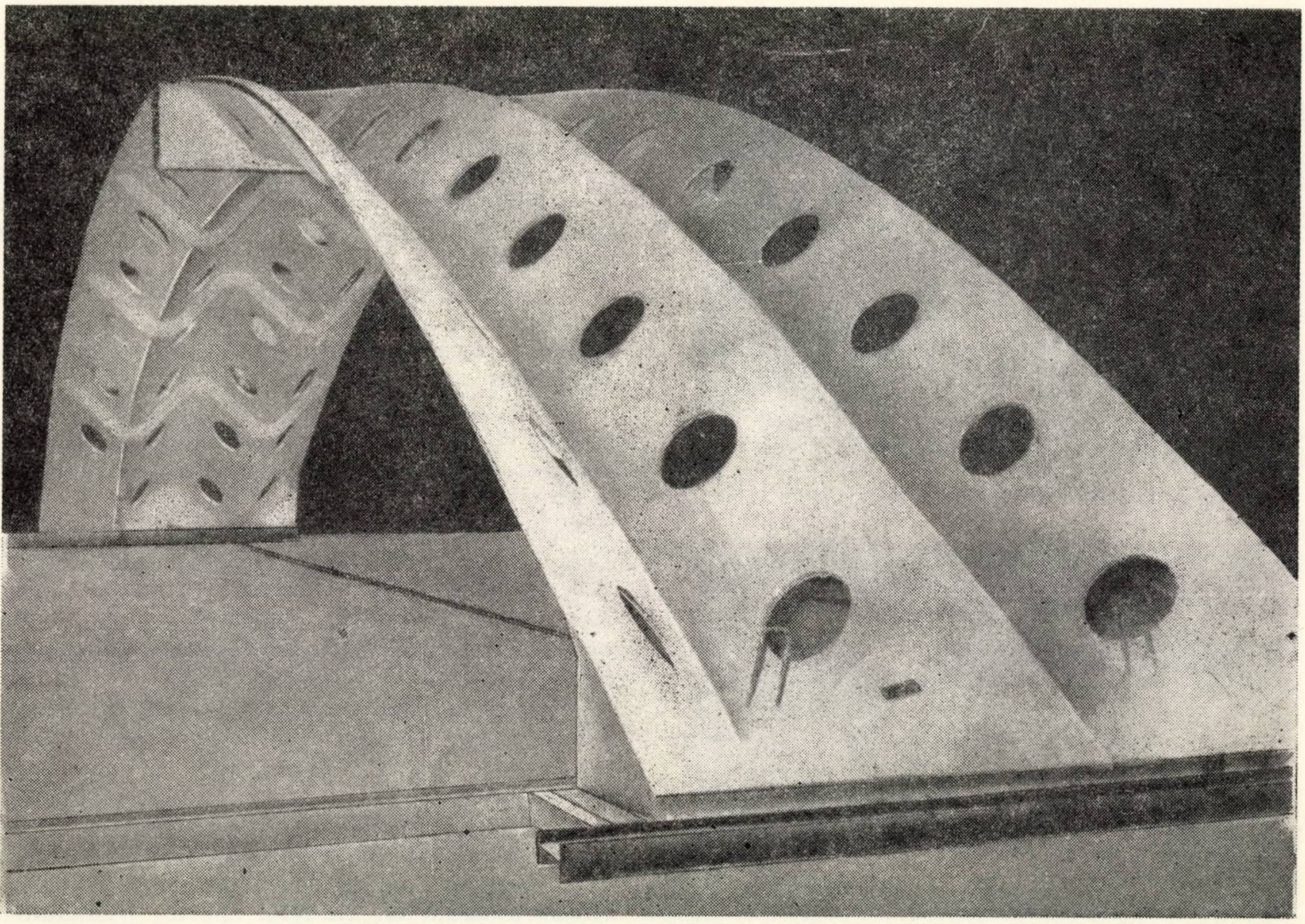


Fig. 12. Element spațial cu goluri de luminator (tip W_2)

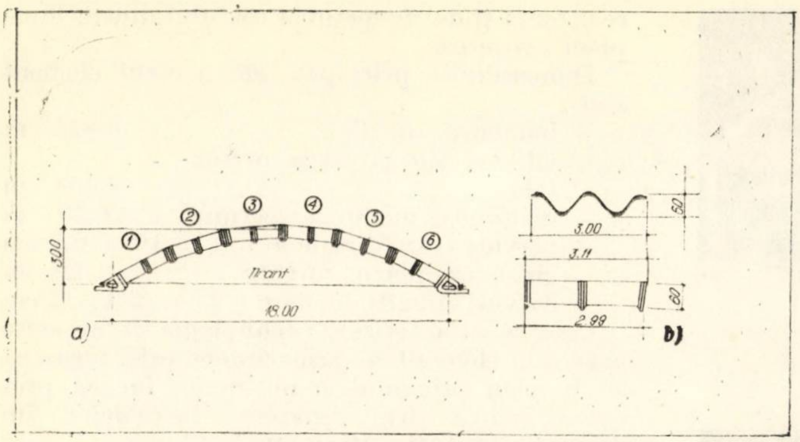


Fig. 13. Element uzinat din armociment tip *W* din bolţari asamblaţi

şi cu tirant; ea poate fi însă aproximată foarte bine cu un arc.

Bolţarii au o lungime medie $l_m = 3{,}05$ m şi forma longitudinală uşor trapezoidală (fig. 13 b).

La capetele bolţarilor au fost prevăzute nervuri transversale de rigidizare care servesc totodată şi pentru fixarea plăcuţelor metalice care asigură asamblarea a două elemente vecine cu ajutorul unor eclise sudate.

Formarea elementelor curente s-a făcut pe o matriţă liniară închisă la capete cu timpane demontabile (fig. 14), iar elementele de naştere într-un tipar cu miezuri (fig. 15).

O vedere a unei stive de trei bolţari şi o vedere a bolţii în curs de asamblare sînt redate în figurile 16 şi 17.

Încercarea elementului asamblat efectuată atît pe model la scara 1 : 3 cît şi la scară naturală a scos în evidenţă comportarea bună a bolţii uzinate. Astfel, în studiul de exploatare, săgeţile înregistrate au reprezentat 1/1335 din deschidere, iar coeficientul de siguranţă la rupere a fost de 4,5.

Cheson curb din armociment 3 × 6 m (fig. 18)

Pentru acoperirea halelor industriale cu travee de 6 m, la care elementele principale sînt grinzi sau ferme, a fost conceput un cheson curb de armociment, care poate fi confecţionat în fabrică.

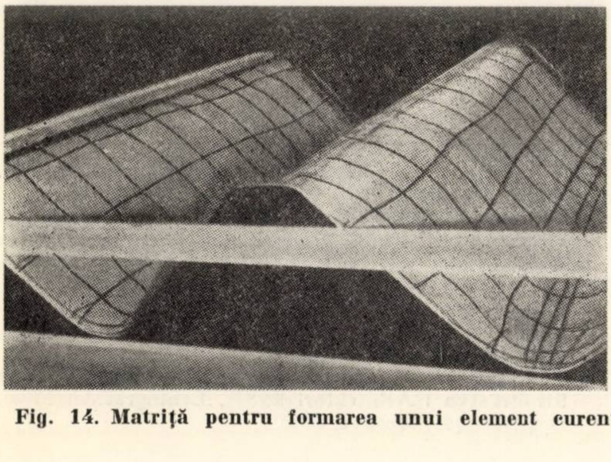


Fig. 14. Matriţă pentru formarea unui element curent

Tehnologia de execuţie a chesonului curb a fost aceea de formare pe matriţă.

Cheson de 3 × 12 m pentru acoperişuri de hale industriale

Acest element de construcţie a fost descris mai amplu într-un studiu separat [9].

6. ELEMENTE DE ARMOCIMENT DESTINATE ACOPERIŞURILOR CONSTRUCŢIILOR AGROZOOTEHNICE

Forma secţiunii transversale a elementului (denumit tip *a*) este aceea a unui jgheab trapezoidal cu marginile

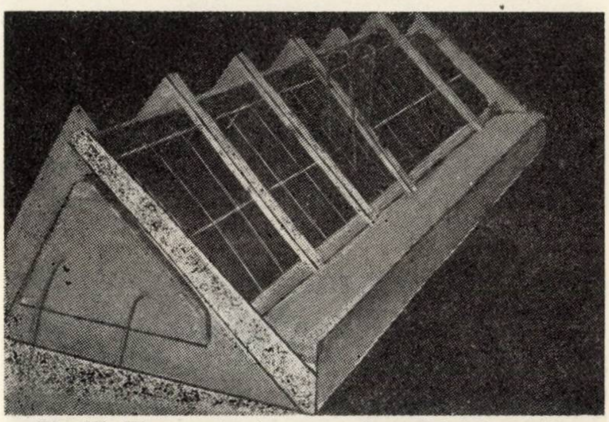


Fig. 15. Tipar pentru formarea elementului de capăt

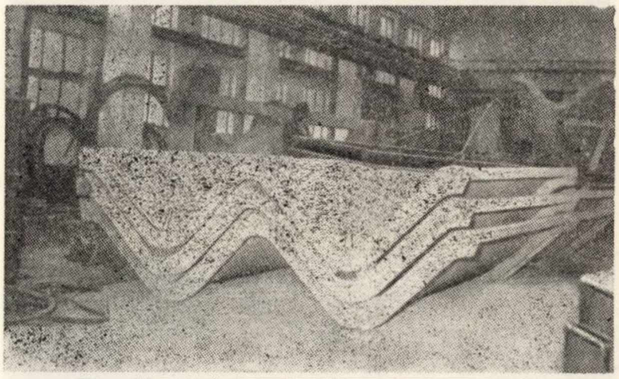


Fig. 16. Stivă de bolţari liniari uzinaţi, tip *W*

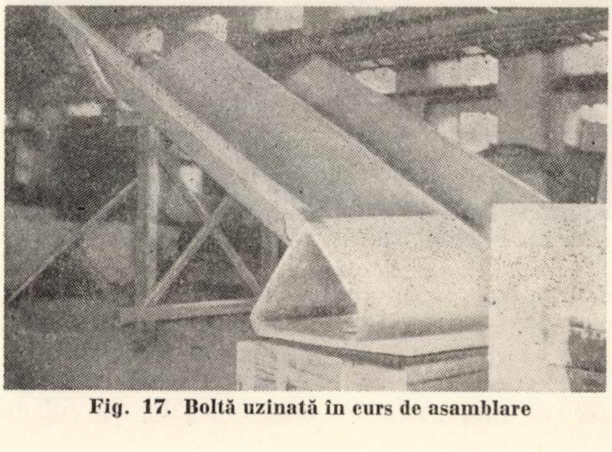


Fig. 17. Boltă uzinată în curs de asamblare

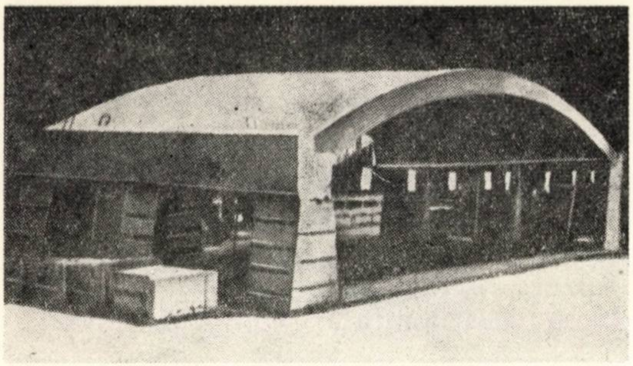


Fig. 18. Cheson curb 3 × 6 m

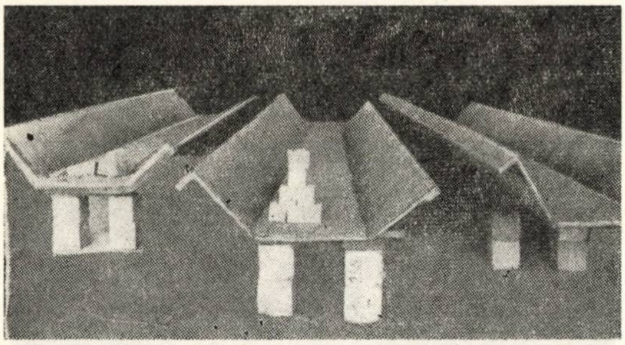


Fig. 19. Element tip „a" pentru construcții agrozootehnice

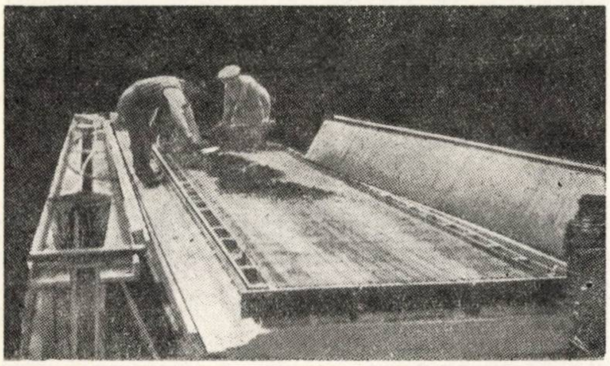


Fig. 20. Cofraj pentru formarea elementului tip „a" în poziție orizontală

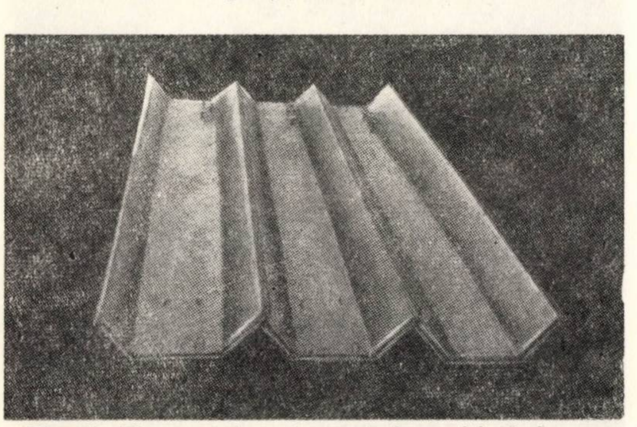


Fig. 21. Elemente tip „a" așezate în poziție de încercare

înclinate la 45°, capetele elementului fiind prevăzute cu nervuri transversale de rigidizare.

La extremitățile aripilor înclinate, elementul de armociment este îngroșat, astfel încît se creează două nervuri longitudinale, cu rol de rezistență și de acoperire a rostului dintre două plăci alăturate.

Dimensiunile principale ale acestui element sînt:

— lungimea medie	6,825 m
— lățimea (în proiecție orizontală)	1,334 m
— înălțimea medie a secțiunii	0,33 m
— nervuri transversale $b \times h = 10 \times 6{,}5$ cm	
— grosimea plăcii curente	1,5 cm
— nervuri longitudinale 6×9 cm și 4×12 cm	

Ceea ce caracterizează tehnologia de execuție a acestui element de armociment este turnarea sa în plan orizontal și obținerea formei prin *cutare*, adică prin rabaterea lateralelor din plan orizontal (fig. 19 și 20).

În timpul cutării, partea superioară a elementului este acoperită cu un contracofraj care împiedică deranjarea betonului în mișcare.

Vederea a trei elemente cutate așezate în poziția de încercare este redată în figura 21.

Încercarea la rupere a evidențiat comportarea statică excelentă; la sarcina de exploatare, săgeata a reprezentat 1/6000 din deschidere, iar coeficientul de siguranță la rupere a fost $c = 3{,}28$.

Proba de transport la distanță, pe drumuri de țară, a arătat că elementul de armociment are de asemenea o comportare excelentă, neobservîndu-se fisuri sau alte degradări.

Bibliografie

[1] Byrne J. G., Wright W.: *An investigation of ferrocement using expanded metal.* In: Concrete and Constructional Engineering, 12, 1961.

[2] Enescu St., Soare M., Manari D.: *Elemente de construcție din armociment*, I, II, III, Buletinul INCERC—ISCAS, 4, 1961, p. 44—57; 1, 1962, p. 53—70; 2, 1962, p. 32—38.

[3] Enescu St., Soare M.: *Elemente spațiale din armociment pentru acoperișul halelor industriale.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, 15, 1, 1963, p. 2—8.

[4] Gherasimov J. D.: *Armoțementnîe pologobsparușcennîe skladciatîe obolociki.* Krasnoiarsk, 1964.

[5] Grogskii E. Ia., Grodek A. B.: *Armoțementnîe konstrukții dlia cel'skii zdanii i soorujenii.* Gosudarstvennoe izdatel'stvo literaturî po stroitel'stvu, arhitekture i stroitel'nîm materialam, Moskva, 1962.

[6] Khaidukov G. K., Volkov G. F., Sverdlov P. M.: *Experience in applying thin ferrocement space structures in the USSR.* Large-Span Shells. Proceedings of the IASS—Congress on the Problems of Interdependence between Design and Erection of Shells for Large-Span Industrial and Public Buildings. USSR, Leningrad, September 6—9, 1966, TSINIS, Moscow, 1968, Vol. 1, p. 305—316.

[7] Khaidukov G. K.: *Development of armocement structures.* In: Bulletin of the International Association for Shell Structures, N. 36, 1968, p. 85—97.

[8] Kuczynski W.: *Konstrukcje Siatkobetonowe.* Arkady, Warszawa, 1968.

[9] Soare M. Traubici M.: *Cheson din armociment pentru acoperișuri de hale industriale.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, 16, 5, 1964, p. 255—26.

[10] * * * *Armoțementnîe prostranstvennîe konstrukții.* Sbornik nauciníhsoobșcenii. Akademiia Stroitel'stva i Arhitekturî SSSR, Leningradskii Filial, Gosstroiizdat, Leningrad—Moskva, 1961.

[11] * * * *Armoțement i armoțementnîe konstrukții.* Academiia Stroitel'stva i Arhitekturî SSSR, Leningradskii Filial, Gosstroiizdat, Moskva, 1962.

DATE NOI CU PRIVIRE LA SILICATIZAREA LOESSURILOR

Dr. ing. **R. J. Bally**
Institutul de studii şi cercetări pentru îmbunătăţiri funciare şi gospodărirea apelor

1. INTRODUCERE

Consolidarea loessurilor sensibile la umezire prin silicatizare sau electrosilicatizare s-a aplicat în ultimii ani la numeroase lucrări din România. Pe loessurile din Dobrogea a fost folosită pentru consolidarea terenurilor de fundaţie ale mai multor castele de apă şi al unei hale industriale; în zona oraşelor Călăraşi şi Brăila a fost aplicată la peste 20 de construcţii civile şi industriale; la Iaşi a fost aplicată la două construcţii civile. De aceea apare oportună prezentarea unor date noi privind metodele amintite, care pot aduce o îmbunătăţire substanţială a eficienţei lor.

Un aport important pentru o mai eficientă aplicare a silicatizării loessurilor l-a adus explicarea, de către Askalanov [1] şi Sokolovici [2], a mecanismului chimic al procesului de întărire obţinut prin injectarea în loess a soluţiei de silicat de sodiu. Elementul de bază al procesului de întărire îl constituie separarea sodiului din silicat şi trecerea lui în complexul de adsorbţie al pămîntului, de unde eliberează ionul de calciu; acesta formează o reţea spaţială de hidrat de calciu solid, cu o suprafaţă specifică puternic dezvoltată, pe care aderă silicea eliberată din silicatul de sodiu ca urmare a separării ionului de sodiu. Întărirea pămîntului se datoreşte cimentului format de hidratul de calciu şi silice. Prezenţa gipsului în loess poate contribui la intensificarea procesului de întărire tot prin desprinderea ionului de sodiu din silicat. Carbonatul de calciu prezent în loess contribuie la formarea hidratului de calciu, dar în cantităţi neglijabile.

Este cunoscut faptul că, în condiţiile din ţara noastră, 70—80% din costul silicatizării se consumă pentru procurarea soluţiei de silicat de sodiu. Consumul de soluţie se prevede egal cu 80% din volumul porilor loessului, astfel încît se ajunge la injectarea a 360—400 litri soluţie de silicat de sodiu cu densitatea 1,13 la 1 m^3 de loess. Silicatul de sodiu cu modul în jur de 3, produs conform STAS 2902-67, conţine, la densitatea amintită mai sus, cca 120 g SiO_2 şi 40 g Na_2O la fiecare litru de soluţie, sau 1,3 ech. ioni de sodiu. În loessurile întîlnite pe teritoriul României, în lucrările la care s-a aplicat silicatizarea sau electrosilicatizarea, conţinutul de calciu schimbabil a fost de 8—20 me/100 g pămînt. Pentru substituirea calciului schimbabil cu ioni de sodiu din silicatul de sodiu ar fi fost necesară o cantitate de soluţie egală cu 80—230 l/m^3 pămînt, cu mult mai mică decît cantitatea injectată. Apare din aceste evaluări o rezervă substanţială pentru reducerea consumului de silicat de sodiu şi, implicit, a costului silicatizării, deoarece surplusul de silicat de sodiu contribuie în mică măsură la întărirea pămîntului. În funcţie de tipul de loess, se poate renunţa parţial sau total la introducerea lui.

O dificultate importantă în tehnica injectării, în general, şi în silicatizarea loessurilor, în particular, o constituie distribuţia neuniformă a soluţiei de silicat de sodiu în masivul injectat. Injectarea este extrem de sensibilă la neuniformităţile de structură, fie ele chiar foarte mici, ale pămîntului, la fisurile sau golurile existente în pămînt, la imperfecţiunile de aderenţă între peretele injectorului şi pămînt. La loessuri unde raza de acţiune a injectării este mică, în mod frecvent de numai 30—60 cm, neuniformitatea masivului consolidat se face resimţită în mod deosebit. Astfel de dificultăţi explică preocuparea existentă pentru găsirea unor tehnologii de injectare capabile să le evite în cît mai mare măsură.

Silicatizarea loessurilor cu umidităţi relativ scăzute (grad de umiditate pînă la 0,5—0,6, umidităţi pînă la 16—18%) a dat, practic fără excepţie, rezultate satisfăcătoare. La umidităţi mai mari, efectul silicatizării începe să fie incert. Umiditatea ridicată nu influenţează rezultatul injectării loessului cu silicat de sodiu sub raportul întăririi obţinute. Numeroase experienţe comparative efectuate cu participarea autorului prezentului articol, în laborator sau în natură, au arătat că rezistenţele obţinute sînt practic echivalente pentru loessuri cu umidităţi scăzute sau cu umidităţi mari şi chiar sub nivelul apei. În schimb, umidităţile ridicate sau prezenţa apei subterane s-au făcut simţite în repetate rînduri prin reducerea razei de acţiune a consolidării pînă la valori inadmisibil de mici sau pînă la absenţa ei totală. De aceea s-au pus următoarele probleme în privinţa silicatizării loessurilor cu umiditate ridicată: posibilitatea măririi eficienței consolidării prin tratarea simultană a pămîntului, în timpul și după injectarea soluției de silicat de sodiu, cu curent electric continuu (electrosilicatizare); precizarea consecințelor menținerii, sub loessul consolidat, a unor strate compresibile formate din loessuri cu umiditate ridicată, rămase neconsolidate. Importanța practică a acestor probleme este cu atît mai mare cu cît silicatizarea se aplică frecvent ca o metodă de intervenție, în momentul în care creșterea umidității sub construcțiile existente provoacă apariția unor tasări suplimentare.

2. SILICATIZAREA LOESSURILOR PRIN INJECTARE PNEUMATICĂ

În practica curentă actuală, silicatizarea se realizează prin injectare cu pompe cu debit constant care sînt mai ușor procurabile.

Injectarea pneumatică a loessurilor umede s-a aplicat la noi în țară încă cu 10 ani în urmă la consolidarea terenului de fundație al unei hale industriale [3]. Metoda a fost folosită și în U.R.S.S. în cadrul unor lucrări experimentale efectuate de Institutul de cercetări pentru terenuri de fundație din Moscova, promotorul în U.R.S.S. al silicatizării terenurilor [4]. După apariția lucrărilor amintite mai sus, cu privire la mecanismul chimic al silicatizării loessurilor, injectarea pneumatică a început să preocupe din nou pe specialiști, fiind considerată ca un mijloc posibil de îmbunătățire a condițiilor de pătrundere a soluției de silicat de sodiu în loess și, implicit, de creștere a randamentului cantității de soluție injectată. Rezultate foarte bune, obținute prin trecerea de la injectarea cu debit constant la injectarea pneumatică cu presiune controlată, au fost obținute într-o serie de lucrări efectuate în U.R.S.S. și expuse în [5, 6]. Metoda a fost experimentată de un colectiv de la Institutul de studii și cercetări pentru îmbunătățiri funciare și gospodărirea apelor pe un poligon experimental la Brăila, unde loessul conține Ca + Mg schimbabil cca 10 me/100 g pămînt, obținîndu-se de asemenea rezultate foarte bune.

Injectarea pneumatică constă în presarea soluției în pămînt cu ajutorul aerului comprimat. Avantajul acestui sistem rezidă în posibilitatea unei dirijări strînse a presiunii de injecție. În particular, metoda permite începerea injectării cu presiune oricît de redusă, pentru a se evita pierderile prin căi de scurgere preferențială și creșterea ei treptată pe măsura îmbibării terenului. Metoda prezintă interes pentru pămînturile cu căi preferențiale de scurgere și pentru cele cu permeabilitate redusă la care se cer debite mici de injectare, iar creșterile acuzate ale presiunii (greu de evitat la pompele de injecție cu membrană sau piston) pot duce la clacarea terenului sau la scăparea soluției în lungul injectorului.

În cazul silicatizării loessurilor se preconizează injectarea pneumatică a soluției cu menținerea constantă a vitezei de avansare a soluției la periferia zonei injectate. Pentru atingerea acestui scop, ritmul de injecție se poate determina conform relațiilor de mai jos (fig. 1).

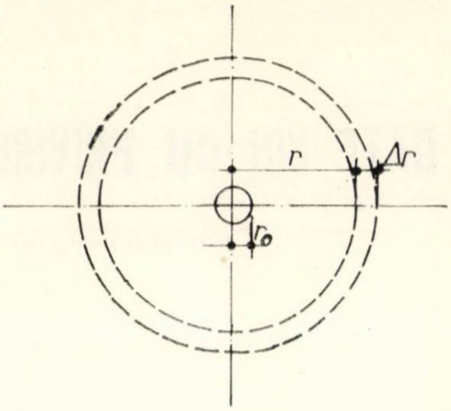


Fig. 1. Schema pentru calculul vitezei de avans a soluției injectate

Notînd cu:

Q — cantitatea de soluție injectată pe unitatea de lungime de injector în intervalul de timp t

a — consumul de soluție pentru unitatea de volum de pămînt

v — viteza de avansare a soluției

q_o — debitul de injectare inițial

q_t — debitul de injectare la timpul t

t_r — durata de injectare a unui volum de pămînt cu raza r

rezultă:

$$Q = 2\pi r \cdot \Delta r \cdot a = 2\ \pi r a v\, x\, \Delta t \qquad (1)$$

$$a\ (r - r_0) = v t_r \qquad (2)$$

$$q_t = \frac{q_0^2}{2\ \pi r_o \cdot a}\, t + q_o. \qquad (3)$$

Considerînd $a = 0{,}4$ (ceea ce corespunde unui volum de soluție echivalent cu 0,8 din volumul porilor unui pămînt cu porozitatea 50%); diametrul exterior al injectorilor 6 cm; $q_o = 0{,}01$; 0,05; 0,1 l/min. m (față de 1—2 l/min cît se recomandă în tehnologia obișnuită de injectare) rezultă diagrama din figura 2.

Durata de injectare a 400 l/injector, ceea ce echivalează cu consolidarea a 1 m³/m injector și o rază de injectare de cca 0,57 m, va fi $q_o T = 1{,}31$. De exemplu, pentru un ritm inițial de injectare cu $q = 0{,}01$ l/min. m de 100—200 ori mai mic decît cel din tehnologia obișnuită, durata va fi de 134′, față de 200′—400′.

În figurile 3 și 4 se prezintă schița unei instalații de injectare pneumatică și a unui recipient de injecție.

La poligonul experimental amintit mai sus, injectarea pneumatică (cu viteză constantă de avansare a soluției), efectuată în paralel cu cea obișnuită (cu debit constant), s-a dovedit net superioară din punctul de vedere al duratei. În timp ce injectarea obișnuită necesita o durată de ordinul a 4—6 ore pentru fiecare treaptă, durata s-a redus la o oră în cazul injectării pneumatice. Fenomenele de reful spre suprafață s-au redus, deși, în final, presiunea de injectare s-a ridicat pînă la 1—1,5 atm.

În articolul lui Troițki [6] se menționează că la o lucrare efectuată într-un loess cu un conținut de Ca și Mg schimbabil de 17 me/100 g, pe lîngă avantajele similare celor expuse mai sus, s-a obținut reducerea consumului de soluție de silicat de sodiu de la 295 l/m³ pămînt cît prevăd normele actuale, la 160 l/m³.

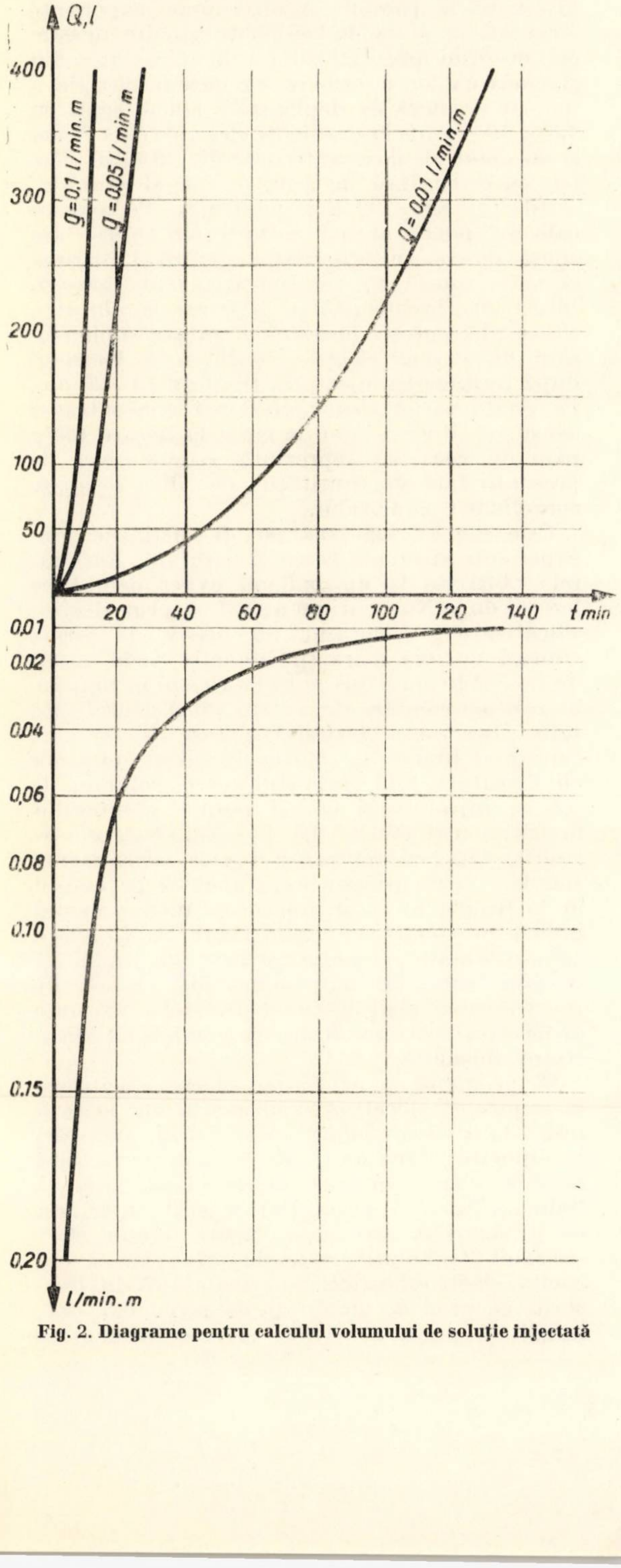


Fig. 2. Diagrame pentru calculul volumului de soluție injectată

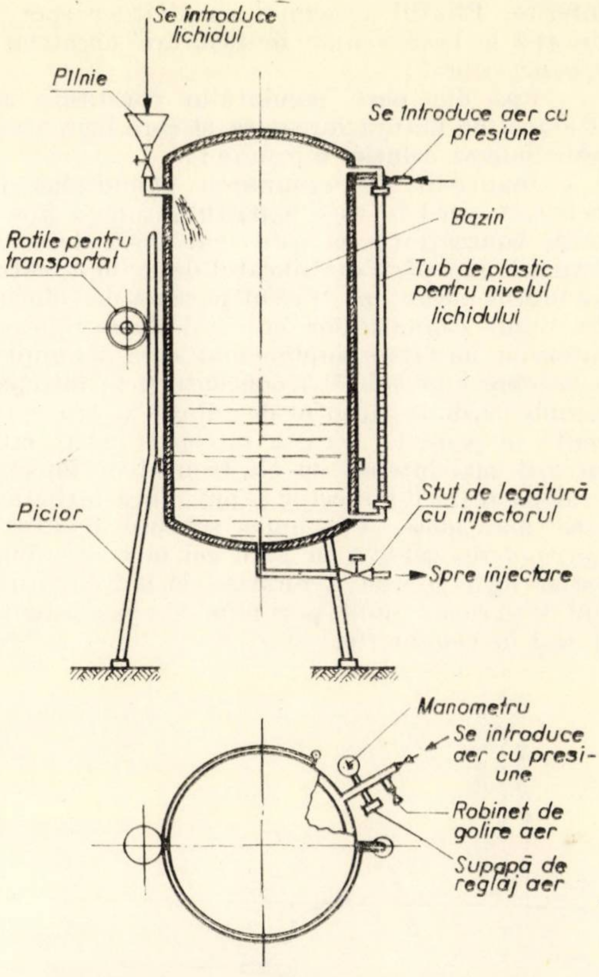

Se introduce lichidul
Pîlnie
Se introduce aer cu presiune
Bazin
Rotile pentru transportat
Tub de plastic pentru nivelul lichidului
Ștuț de legătură cu injectorul
Picior
Spre injectare
Manometru
Se introduce aer cu presiune
Robinet de golire aer
Supapă de reglaj aer

Fig. 3. Recipient pentru injectarea pneumatică

3. MĂRIREA EFICIENȚEI SILICATIZĂRII LOESSURILOR UMEDE PRIN TRATARE CU CURENT ELECTRIC CONTINUU

Dacă se reușește introducerea silicatului de sodiu în pămînt în cantitatea necesară producerii procesului de întărire, nici sub raportul chimismului, nici sub cel al rezistenței probelor întărite nu se constată deosebiri între silicatizarea loessurilor cu umidități inițiale foarte

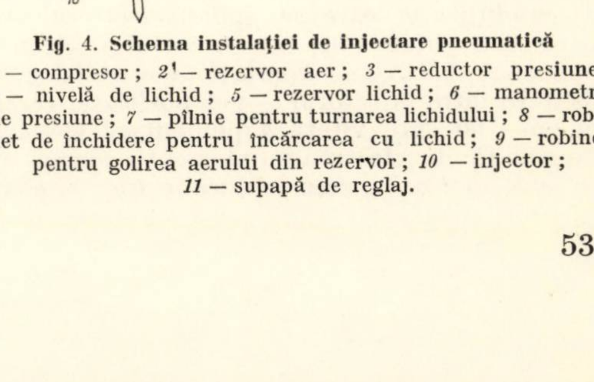

7
6
5
4
3
2
1
9
11
8
10

Fig. 4. Schema instalației de injectare pneumatică

1 — compresor ; 2 — rezervor aer ; 3 — reductor presiune ; 4 — nivelă de lichid ; 5 — rezervor lichid ; 6 — manometru de presiune ; 7 — pîlnie pentru turnarea lichidului ; 8 — robinet de închidere pentru încărcarea cu lichid ; 9 — robinet pentru golirea aerului din rezervor ; 10 — injector ; 11 — supapă de reglaj.

diferite. Efectul prezenței cantităților sporite de apă în loess asupra desfășurării silicatizării este următorul:

— apa din porii pămîntului constituie un obstacol de natură mecanică și care îngreuiază pătrunderea soluției injectate;

— indiferent de umiditatea pămîntului, la periferia zonei în care a pătruns soluția injectată, concentrația ei este mai mică datorită reținerii unei părți din silicatul de sodiu de către pămîntul întîlnit pe traseul parcurs de soluție. În cazul pămînturilor cu umiditate ridicată intervine un factor suplimentar care determină o scădere apreciabilă a concentrației: întrepătrunderea dintre frontul de soluție și apa existentă în pămînt. Această întrepătrundere este cu atît mai intensă cu cît frontul de injecție se depărtează de injector și presiunea periferică este mai mică. Presiunile scăzute limitează pătrunderea soluției în porii cei mai accesibili, astfel încît soluția avansează lăsînd în urmă din ce în ce mai mulți pori plini cu apa existentă inițial în pămînt (fig. 5).

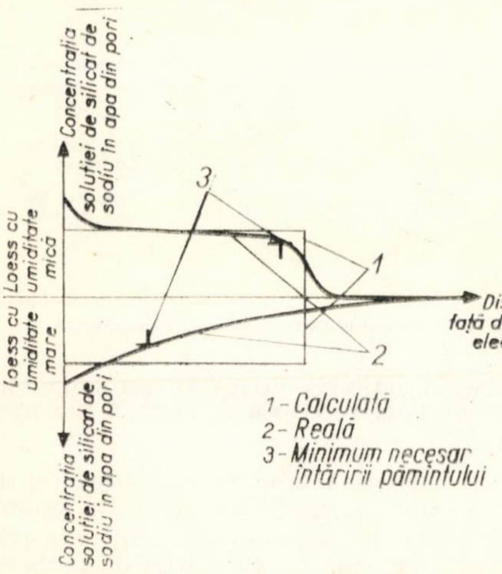


Fig. 5. Variația concentrației silicatului de sodiu în porii loessului injectat

Ca urmare, raza de întărire este de obicei foarte mică sau nulă în zonele cu umiditate ridicată sau sub nivelul apei. Soluția injectată se ridică spre zonele cu umidități mai scăzute sau rămîne ineficientă din cauza diluării excesive.

Aportul curentului electric poate remedia această situație pe următoarele căi:

— Aplicat simultan cu procesul de injectare, curentul electric antrenează soluția de silicat de sodiu, datorită fenomenului de electroosmoză. În condițiile în care se aplică electrosilicatizarea (cu intensități ale curentului electric pînă la 2—2,5 A/m^2 suprafață de electrod și cu distanțe între injectorul — pol pozitiv și catod de 60—100 cm), viteza suplimentară efectivă imprimată de electroosmoză poate ajunge la $5-10 \times 10^{-4}$ cm/s, ceea ce duce în final la posibilitatea creșterii razei de pătrundere a soluției injectate cu zeci de procente, pe direcția anod-catod. Pentru ca acest proces să se obțină, este însă necesară o injectare lentă, cu debit de ordinul a 0,5—1,0 l/min. m injector.

— Procesul de electroliză provocat de curentul continuu determină creșterea treptată a concentrației de ioni de sodiu spre catod și de silice spre anod. Dirijarea silicei spre anod prezintă interes în mod deosebit în zona de întrepătrundere a soluției injectate cu apa existentă în pămînt. Analiza unor experiențe efectuate cu probe de loess obținute din amestecul loessului umed cu soluția de silicat de sodiu și tratarea lor ulterioară cu curent electric a indicat o viteză de deplasare a silicei egală cu $4{,}3 \times 10^{-4}$ cm/s la gradienți electrici de 1 V/cm și un debit al silicei antrenate de curentul electric cu o densitate de 2 mA/cm^2 egal cu $5{,}2 \times \times 10^{-4}$ g SiO_2/100 g pămînt/min. Pe această cale se poate obține recuperarea silicei din zonele cu concentrație foarte scăzută și dirijarea ei spre zonele cu concentrație mai ridicată, totuși insuficientă pentru întărirea pămîntului. Procesul respectiv necesită o tratare suplimentară cu curent electric continuu a loessului după terminarea injectării, timp de 10—20 ore. Se poate astfel obține creșterea concentrației silicei cu cîteva zecimi de gram la fiecare 100 g pămînt, ceea ce reprezintă cîteva zeci de procente față de cantitățile de silice necesare consolidării pămîntului.

Cele expuse mai sus pot fi susținute prin experiențe efectuate la scară naturală. Rezultatele obținute la un poligon experimental pe loessul de la Năvodari au arătat că prin electrosilicatizare s-a obținut un masiv de formă eliptică cu axa mare (pe direcția anod-catod) de 120—140 cm și axa mică de 70 cm, în timp ce, în aceleași condiții, diametrul zonei consolidate prin silicatizare obișnuită a fost de 85 cm; consumul unitar de soluție de silicat de sodiu cu densitate 1,13 (raportul între volumul de soluție injectată și cel al porilor pămîntului întărit) a fost de 0,3—0,4 în cazul electrosilicatizării, față de cel puțin 0,8 la silicatizarea simplă. La un poligon experimental pe loessul de la Brăila, raportul procentual între volumul întărit în zona cu umidități sub 20%, aflată spre suprafața terenului, și zona cu umidități de peste 20% din adîncime a fost cu zeci de procente mai mare în cazul diverselor variante de electrosilicatizare decît cele paralele cu silicatizare obișnuită.

O prognoză a eficienței electrosilicatizării în raport cu silicatizarea obișnuită nu poate fi însă dată deocamdată decît prin încercări nemijlocite pe fiecare tip de loess în parte. Sînt posibile cazuri în care electrosilicatizarea să îmbunătățească substanțial efectul injectării, ca și cazuri în care să nu apară vreun efect sesizabil. Orientativ, este de presupus că eficiența electrosilicatizării se manifestă în loessurile cu grad de umiditate depășind 0,5—0,6, umidități peste 16—18%, și este influențată de conţinutul de calciu schimbabil al pămîntului (este de aşteptat ca efectul să fie mai puţin evident la un conţinut de calciu schimbabil sub 10 me/100 g pămînt, dar substanţial cînd conţinutul este de 15—20 me/100 g pămînt).

Detalii asupra considerentelor expuse mai sus sînt expuse într-un studiu recent [7] în care se examinează influenţa specifică prezenţei apei în loess asupra silicatizării, precum şi posibilitatea contracarării acestei influenţe cu ajutorul tratării cu curent electric continuu.

4. OPORTUNITATEA SILICATIZĂRII ÎN CAZUL ÎN CARE EA SE APLICĂ NUMAI ÎN PARTEA SUPERIOARĂ A MASIVULUI DE LOESS

Adeseori, în practică, trebuie limitată silicatizarea numai la partea superioară a masivului de loess. Astfel de situaţii apar în cazul cînd spre adîncime silicatizarea nu mai este eficientă, deoarece umiditatea creşte foarte mult sau apare apa subterană. Limitarea adîncimii de consolidare este de asemenea luată în considerare în loessuri apte pentru silicatizare atunci cînd costul lucrării este prea mare pentru tratarea întregii grosimi a stratului sensibil la umezire. În astfel de cazuri sînt posibile tasări ale construcţiei împreună cu zona consolidată din terenul de fundaţie, ca urmare a deformării stratelor inferioare neconsolidate. Prognoza acestor tasări trebuie făcută după metodele obişnuite de calcul al tasărilor, pornind de la nivelul inferior al zonei consolidate.

Se pune întrebarea dacă, în astfel de situaţii, silicatizarea sau electrosilicatizarea loessului, cu costul lor apreciabil (de ordinul a 250—300 lei/m^3 pămînt consolidat) mai este oportună.

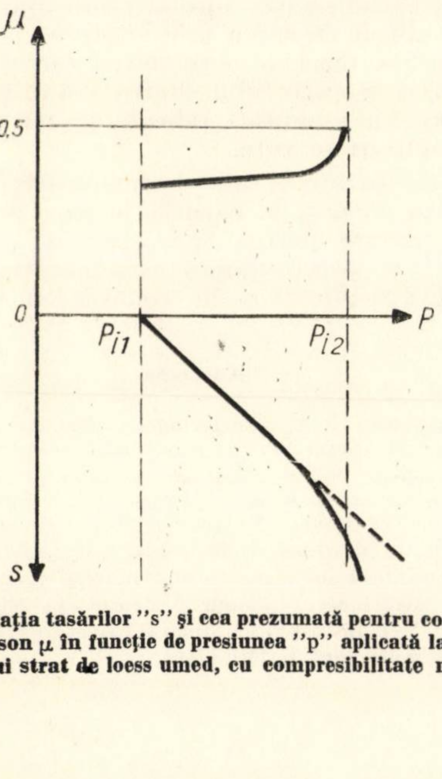


Fig. 6. Variaţia tasărilor "s" şi cea prezumată pentru coeficientul lui Poisson μ în funcţie de presiunea "p" aplicată la suprafaţa unui strat de loess umed, cu compresibilitate mare

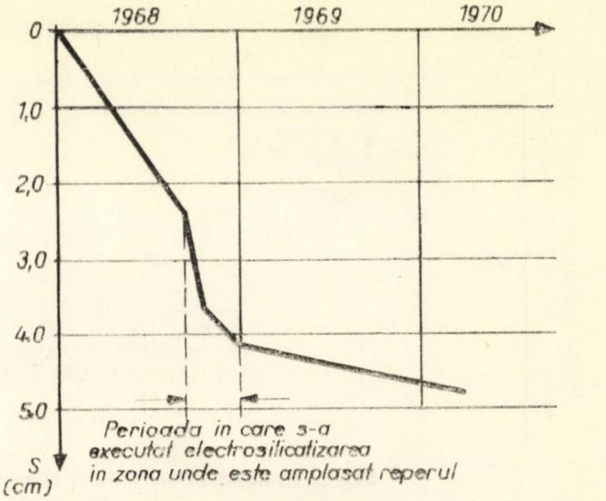


Fig. 7. Tasarea unui reper într-o zonă unde s-a electrosilicatizat terenul de fundaţie

Pentru a se răspunde la această întrebare, în figura 6 este redată variaţia orientativă, cu presiunea aplicată la suprafaţa terenului, a tasărilor şi cea prezumată a coeficientului lui Poisson pentru loessul compresibil datorită umidităţii ridicate. Graficul respectiv rezultă din sintetizarea considerentelor expuse în articolele [8] şi [9]. Figura 6 evidenţiază existenţa unei zone mărginite inferior de presiunea limită pînă la care nu se produc de loc tasări şi mărginită superior de o presiune începînd de la care tasările în zona puternic influenţată de fundaţie (cu grosime egală cu 0,5—1,0 B, unde B = semilăţimea fundaţiei) sînt exclusiv plastice (deformaţie de formă fără deformaţie de volum, respectiv fără îndesarea suplimentară a pămîntului). Cele două limite variază nu numai cu tipul de loess, dar şi cu dimensiunile şi rigiditatea fundaţiei. Ca ordin de mărime, limita inferioară poate fi apreciată la 0,4—0,8 kg/cm^2, cea superioară la 1,5—2,0 kg/cm^2. Consolidarea pămîntului situat imediat sub fundaţie acţionează tocmai asupra zonei apte de tasări mari provocate de deformaţiile plastice. Presiunile se transmit în adîncime prin intermediul masivului consolidat, care se realizează totdeauna evazat faţă de perimetrul fundaţiei. Ele ajung la straturile inferioare la valori mai scăzute şi mai apropiate de p_{i1}.

În sprijinul considerentelor expuse mai sus pot fi aduse constatări făcute la mai multe din construcţiile amintite în introducere.

La construcţiile din Dobrogea, al căror teren de fundaţie a fost electrosilicatizat, nu au mai fost semnalate tasări după 6—10 ani de la consolidarea terenului. La una dintre ele, un castel de apă, au fost consolidaţi numai primii 3 m din cei 13 m de loess aflaţi sub talpa fundaţiei. Umeziri superficiale s-au mai produs, dar fără să provoace tasări.

La construcţiile uzinelor din zona Brăila şi Călăraşi, la care s-a aplicat silicatizarea sau electrosilicatizarea, dar numai pînă în zona cu loessuri cu umiditate ridicată, în majoritatea cazurilor, după 3—8 ani, nu s-au mai semnalat tasări (dat fiind că nu peste tot s-au făcut verificări sistematice cu repere,

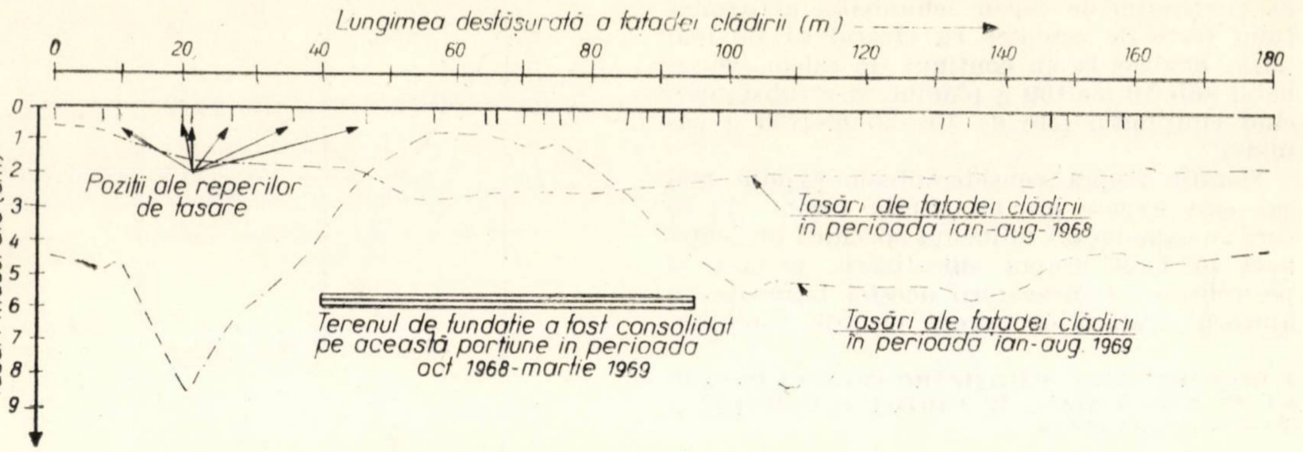


Fig. 8. Evoluţia tasărilor unei clădiri în cursul electrosilicatizării terenului de fundaţie

absenţa unor noi sesizări poate indica, fie absenţa totală a oricăror tasări, fie tasări atît de mici încît nu au mai avut urmări demne de luat în consideraţie). La cîteva construcţii, măsurătorile sistematice au mai evidenţiat tasări anuale de ordinul milimetrilor şi, în cîteva cazuri izolate şi într-un singur an, ajungînd la 13—20 mm. De menţionat că la aceleaşi construcţii, înainte de silicatizare sau în zonele rămase nesilicatizate, tasările maxime anuale atingeau 30—80 mm/anual.

Un caz deosebit îl constituie consolidarea terenului de fundaţie al unei clădiri cu o formă foarte complicată în plan şi cu presiuni de 3—4 kg/cm^2 pe talpa fundaţiei. Creşterea treptată a umidităţii terenului, începînd din perioada 1962—64, a determinat tasări de ordinul zecilor de centimetri şi fisurarea puternică a construcţiei. Ca urmare, s-a hotărît consolidarea prin electrosilicatizare a loessului din terenul de fundaţie. Dată fiind umiditatea foarte mare a straturilor inferioare de loess (chiar în perioada de cca un an şi jumătate cît au durat în total lucrările de consolidare, inclusiv cîteva intervale de întrerupere a lucrărilor, apa subterană a crescut cu cca 1 m), consolidarea s-a făcut numai pe o grosime de loess de 3—4,5 m sub talpa fundaţiilor. Urmărirea sistematică a tasărilor cu ajutorul reperelor distribuite pe întreg conturul de cca 500 m al construcţiei a evidenţiat intensificarea mişcărilor în timpul procesului de silicatizare (explicabilă prin întărirea terenului şi transmiterea eforturilor la straturile compresibile din adîncime; cu toată reducerea presiunilor obţinute prin evazarea zonei consolidate, presiunile la baza ei au rămas de 1—2 kg/cm^2) şi o atenuare considerabilă a tasărilor după terminarea operaţiilor de injectare (fig. 7, 8). Dat fiind caracterul deosebit al acestui caz de consolidare în condiţii foarte complexe de conlucrare a construcţiei cu terenul de fundaţie, asupra lui se va reveni într-un articol ulterior.

5. CONCLUZII

a) Consumul unitar de soluţie de silicat de sodiu poate fi substanţial redus (pînă la de două ori) la unele tipuri de loessuri: prin injectarea pneumatică, la terenuri cu umidităţi relativ scăzute; prin electrosilicatizare, la cele umede (cu grad de umiditate peste 0,5—0,6, umiditate peste 16—18 %). Aplicabilitatea unei astfel de reduceri trebuie verificată prin încercări pe tipul respectiv de pămînt. Informativ, este de presupus că ea poate fi aplicată la loessuri cu conţinut de calciu schimbabil de ordinul a 15—20 me/100 g. Pe această cale se poate reduce cu 20—40 % costul silicatizării.

b) Injectarea pneumatică are de asemenea avantajul micşorării substanţiale (pînă la de cîteva ori) a duratei injectării şi reducerii dificultăţilor provocate de scurgerea nedirijată a soluţiei pe căi preferenţiale.

c) Electrosilicatizarea mai poate contribui la mărirea eficienţei injectării loessului cu soluţie de silicat de sodiu prin creşterea cu zeci de procente a razei de acţiune (pe direcţia anod-catod) şi a raportului dintre volumul întărit în zona cu umidităţi ridicate şi cel din zona cu umidităţi scăzute.

d) Silicatizarea sau electrosilicatizarea este eficientă chiar şi în cazurile în care se consolidează numai partea superioară a straturilor de loess, deoarece elimină tasările mari cu caracter plastic din zona de contact cu fundaţia.

Bibliografie

[1] Askalanov V. V.: *Silikatizaţia loessovîh gruntov* (*Silicatizarea loessurilor*). Gosstroizdat, Moscova 1959.

[2] Sokolovici E.: *O silikatizaţii loessovîh gruntov* (*Despre silicatizarea loessurilor*). Osnovania, Fundamentî i Mehanika Gruntov, Moscova, 1/1965, p. 2 — 4.

[3] Bally R. J., Kinski I., Antonescu I.: *Consolidarea prin electrosilicatizare a unui teren de fundaţie din loess.* Studii de Geotehnică, Fundaţii şi Construcţii Hidrotehnice, Vol. VII, Institutul de Studii şi Cercetări Hidrotehnice, Bucureşti, 1961, p. 119 — 162.

[4] Sokolovici V. E., Cialikova E. S., Veber I. B. : *Povişenie effektivnosti silikatizaţii loessovîh gruntov.* (*Mărirea eficienţei silicatizării loessurilor*). Materialele celei de a 5-a Consfătuiri pentru întărirea şi îndesarea pămînturilor, Novosibirsk, 1966, p. 330 — 333.

[5] Beketov şi colab. : *Soverşenstrovanie tehnologhii silikatizaţii loessovîh gruntov* (*Perfecţionarea tehnologiei silicatizării loessurilor*). Osnovania, Fundamentî i Mehanika Gruntov, Moscova, 6/1967, p. 22 — 24.

[6] Troiţki B. R., Ananiev V. P. : *Osobennosti novogo uskorennogo sposoba silikatizaţii lessovîh gruntov* (*Particularităţile metodei noi de silicatizare accelerată a loessurilor*). Materialele celei de a 6-a Consfătuiri pentru întărirea şi îndesarea pămînturilor, Moscova, 1968, p. 310 — 313.

[7] Bally R. J.: *Electrosilicatizarea loessurilor cu umiditate mare.* Studii de geotehnică, fundaţii şi construcţii hidrotehnice. Vol. XV. Institutul de Studii şi Cercetări pentru Imbunătăţiri Funciare şi Gospodărirea Apelor, Bucureşti, 1970 (sub tipar).

[8] Bally R. J. : *Calculul tasării fundaţiilor pe pămînturi rapid şi puternic compresibile* (*loessuri umede*). Hidrotehnica, Gospodărirea Apelor, Meteorologia, 1970 (sub tipar).

[9] Bally R. J., Antonescu I., Perlea V. : *On stress — strain in highly compressible triphasic soils.* In Proc. of the VII-th Inst. Conf. SMFE, Mexico, 1969, vol. I, pag. 1 — 10.

ROLUL STATULUI ÎN INDUSTRIALIZAREA CONSTRUCŢIILOR

Între 16 şi 20 martie Federaţia belgiană pentru urbanism şi locuinţe, dezvoltarea şi amenajarea teritoriului a organizat la Bruxelles un congres internaţional cu tema ,,Industrializarea construcţiilor, cheie a unui nou urbanism?“

În cursul acestei manifestări, dl Yves Aubert, director general al UTI (Union technique interprofessionelle) a făcut o expunere, al cărei text îl reproducem mai jos.

* * *

Înainte de a studia măsurile de luat de către autorităţile publice în vederea promovării industrializării construcţiilor este necesar să ne punem unele întrebări asupra raţiunii intervenţiei autorităţilor publice.

De reţinut trei raţiuni principale :

1. Într-o economie modernă, statul nu se poate dezinteresa de un sector economic atît de important ca cel al construcţiilor, mai ales cînd autoritatea publică socoteşte că sectorul particular din această ramură nu prezintă în zilele noastre un nivel de organizare industrială suficient de evoluat.

2. Pentru a asigura securitatea şi igiena locatarilor, statul decretează regulamente sau norme care pot influenţa sensibil realizările în construcţii.

3. În sfîrşit şi mai ales, statul este el însuşi unul din clienţii cei mai importanţi ai industriei construcţiilor, fie direct, în domeniul lucrărilor publice, fie indirect, ca for tutelar al sectorului de construcţii de locuinţe.

În expozeul ce urmează vom reîntîlni una sau mai multe din aceste raţiuni la baza mijloacelor prin care administraţia poate acţiona asupra industrializării construcţiilor.

Aceste mijloace, în număr de trei, au drept scop :

a) să favorizeze munca de cercetare ;

b) să lanseze operaţii demonstrative sau experimentale ;

c) să favorizeze procedeele industriale.

Favorizarea cercetărilor

Statul poate să creeze, în primul rînd, un organism de cercetări, cum este în Franţa ,,Centrul ştiinţific şi tehnic al construcţiilor“. Acelaşi lucru se petrece în unele ţări occidentale şi bineînţeles în toate ţările socialiste.

Rolul unui organism de stat de cercetări este multiplu :

1. El defineşte cerinţele omeneşti în materie de igienă, securitate şi chiar de confort.

2. Determină ,,regulile artei“, reglementările şi normele cărora trebuie să le corespundă clădirile.

,,Regulile artei“ au drept scop să unifice, pe bază de prescripţii, caietele de sarcini ca să evite fie exigenţele abuzive ale unor beneficiari sau ale unor arhitecţi, fie, dimpotrivă, toleranţa excesivă a acestora.

Reglementările impun prescripţiile care rezultă din studiile întreprinse în legătură cu necesităţile de igienă şi securitate susmenţionate.

În sfîrşit, normele definesc standardele şi legăturile între elemente.

Evident, aceste texte oficiale pot avea şi o influenţă negativă asupra evoluţiei progresului tehnic.

De exemplu, în Franţa, vechiul regulament al construcţiilor, datînd din 1955, impunea un anumit număr de prescripţii, care nu aveau în realitate nici o bază ştiinţifică. El cuprindea, de asemenea, prescripţii descriptive, ce nu făceau decît să împiedice ivirea unei soluţii noi, care să poată satisface necesitatea respectivă. Noul regulament al construcţiilor, din 1969, se limitează la a enunţa clar şi ponderat aceste necesităţi, lăsînd proiectanţilor şi executanţilor grija de a găsi mijloacele de a le satisface.

Aceeaşi influenţă negativă poate rezulta din legi şi decrete care protejează structuri sau practici profesionale perimate.

Evoluţia tehnică şi ştiinţifică din zilele noastre a ajuns la un asemenea nivel încît nu mai este posibil ca funcţiunile arhitectului, inginerului şi antreprenorului să rămînă aceleaşi ca acum 20 sau 50 de ani.

3. Un organism de stat de cercetări are de asemenea rolul să-şi dea avizul tehnic asupra calităţii procedeelor sau mijloacelor noi existente pe piaţă. Şi aici o severitate excesivă poate fi periculoasă pentru progresul tehnic.

4. În sfîrşit, acest organism ar putea juca rolul de catalizator pentru iniţiativele particulare dispersate.

Autorităţile pot interveni favorabil în acest domeniu încurajînd cercetările particulare, acest sprijin putînd îmbrăca mai multe forme.

Statul poate subvenţiona investiţiile particulare necesare cercetărilor. Astfel, prin ,,Delegaţia generală pentru cercetările ştiinţifice şi tehnice“ el participă la investiţii în unele centre de cercetări profesionale, în special de construcţii şi lucrări publice.

Statul poate, de asemenea, să încheie contracte de cercetări cu laboratoare sau centre de studii particulare. Este vorba de cercetări diverse de interes general şi nu de invenţii privind tehnica nouă, care sînt o iniţiativă a întreprinderilor.

Totuşi, statul poate participa şi la riscurile implicate de punerea la punct şi de aplicarea unei invenţii emanînd de la o întreprindere particulară.

Aceasta este ceea ce se cheamă ,,procedura de sprijin ce se acordă pentru cercetare-dezvoltare“ care de curînd a început să fie aplicată în construcţii.

Principiul constă în faptul că statul ia asupra lui jumătate din investiţiile necesare (materialul pentru încercări, punerea la punct a prototipurilor, eventual lansarea unei pre-serii).

Dacă acţiunea întreprinderii are drept rezultat o producţie industrială rentabilă, statul este rambursat pentru participare, plus o primă suplimentară de 20%.

Dacă acţiunea întreprinderii eşuează, statul, ca orice investitor particular, îşi pierde partea sa.

Lansarea operaţiilor demonstrative sau experimentale

Primul fel de astfel de operaţii îl constituie lansarea de şantiere mai mult sau mai puţin importante, care permit să se aplice tehnicile noi.

Un exemplu recent în Franţa este procedeul GEAI, lansat împreună de soc. Péchiney şi Saint-Gobain şi arhitectul Lods, care a făcut mai întîi obiectul unei comenzi pentru o clădire publică pentru birouri, un fel de clădire-pilot şi care apoi a beneficiat de o comandă de 500 de apartamente de tip HLM (locuinţe cu chirie moderată), ce au constituit primul stadiu de fabricare industrială destinat să testeze preţul de cost al unei producţii de serie.

În acest caz, statul a rezervat, pe de o parte, o dotaţie specială de credite pentru operaţie şi, pe de altă parte, a acceptat să participe — destul de modest de altfel — la cheltuielile suplimentare ocazionate de importanţa şantierului, care rămînea totuşi inferioară unei producţii veritabile de serie (estimată la maximum 2 500 de apartamente pe an).

Autorităţile pot, prin lansarea de concursuri, să stimuleze apariţia de soluţii noi. Acest procedeu a fost utilizat în Franţa începînd din 1951, prin aşa-numitul sector industrializat, şi a fost reluat în 1963 prin concursurile de programe plurianuale de locuinţe în regiunea pariziană, prin care un grup de beneficiari realiza comenzi de cîte 3 000—5 000 de locuinţe pe interval de opt ani.

Alt gen de concursuri, ca, de exemplu, diferitele „Villagexpo" (expoziţia de locuinţe) sînt destinate să promoveze producţia de case industrializate şi un nou gen de urbanism bazat pe case individuale.

Recent concursul pentru 15 000 de locuinţe tip HLM ce vor fi realizate în întreaga Franţă în cadrul unui singur contract, se înscrie în aceeaşi politică.

În altă ordine de idei, prin credite acordate de stat, beneficiarii pot fi stimulaţi să prezinte comenzi grupate pe elemente de construcţie pentru locuinţe. Aşa au fost lansate în Franţa — de altfel cu rezultate inegale — concursuri legate de producţia industrială de elemente uşoare de faţadă, pereţi despărţitori, uşi interioare sau exterioare etc.

Stimularea procedeelor industriale

Comanda trebuie însoţită de metode industriale.

Aşa că intervenţia statului îmbracă a treia formă, care constă în stimularea procedeelor industriale şi în consecinţă, organizarea pieţei.

În orice ramură a industriei, procedeele industriale se descompun într-un anumit număr de faze :

1. Investigarea dorinţelor, necesităţilor şi posibilităţilor economice ale clienţilor.

2. Pornind de la această anchetă, se stabileşte un prototip, un anteproiect.

3. Prototipul este apoi descompus în diferitele sale elemente, elaborarea acestora este supusă studiului, în timp ce ansamblul constituie obiectul unei coordonări, ţinînd să prezinte o coerenţă între dorinţele şi nevoile dezvăluite de practică şi în acelaşi timp de necesităţile economice ce trebuie respectate pentru a vinde produsul.

Evident, în construcţii, intervenţia în stadii diferite şi adesea fără legătură suficientă, a beneficiarilor, arhitecţilor, birourilor de studii şi antreprizelor — acestea fiind la rîndul lor divizate — stinghereşte realizarea practică a acestui proces industrial ideal. Este zadarnic să încerci să ajungi la o industrializare în construcţii, demnă de această denumire, dacă acest proces nu poate fi respectat. Este esenţial deci ca procedeele să fie modificate pentru a atinge acest scop.

Rolul autorităţii publice, pe de o parte beneficiar de mare importanţă şi pe de altă parte tutelar al unui sector mai mult sau mai puţin considerabil în construcţii, este determinant din acest punct de vedere, deoarece din practică se ştie că exemplul autorităţii publice este totdeauna urmat (cu o întîrziere mai mică sau mai mare) de către constructorii particulari.

Aplicate la construcţii, procedeele industriale trebuie să se adapteze în felul următor :

În primul rînd trebuie să se întocmească un program precis al lucrării de construit. Acest program cuprinde, pe de o parte, definirea caracteristicilor oamenilor care o vor locui sau vor lucra sau vor învăţa în ea. De exemplu : pentru un imobil de birouri programul cuprinde schemele de funcţionare interne şi externe. Apoi cuprinde determinarea precisă a caracteristicilor fizice ale terenului, indicarea servituţilor de urbanism etc.

Absenţa unui astfel de program — din nefericire, destul de frecventă — face ca să nu se poată obţine o concepţie raţională a unei lucrări, deoarece scopurile nu sînt clar determinate. Absenţa unui program duce obligatoriu la reveniri asupra concepţiei, la executări de lucrări suplimentare, care dăunează bunului mers al lucrării şi, în consecinţă, economicităţii ei.

Să presupunem că programul a fost stabilit : arhitectul elaborează un anteproiect care transpune programul în proiect, adică în plan de masă, de volume şi formă.

Astăzi nu mai este posibil ca arhitectul să conceapă un anteproiect fără să fi determinat în prealabil tehnica prin care va realiza lucrarea : structură metalică, beton turnat în panouri mari de cofraj sau prefabricare grea ; dar fiecare sistem îşi are servituţile lui, de care trebuie să se ţină seama încă de la început.

Acest anteproiect trebuie apoi să facă obiectul unui studiu de fabricaţie. Acest studiu, în alte industrii, este încredinţat unui birou de metode, care face sinteza studiilor încredinţate diferitelor ateliere de fabricaţie. În construcţii, se consultă întreprinderile sau inginerii consultanţi, care studiază separat fabricaţia fără a fi studiat în prealabil ceea ce se cheamă „economia construcţiilor". Astfel, lucrări inutil costisitoare sînt totuşi executate pentru că nimeni nu a fost însărcinat să pună în discuţie nişte proiecte întocmite aprioric şi pentru că puţini arhitecţi şi puţine birouri de studii sînt actualmente capabili să stăpînească această noţiune de „economie a construcţiilor".

În stadiul actual al structurilor organizatorice, cea mai bună soluţie pentru a ajunge la construcţii industrializate pare să fie următoarea :

— asistat sau nu de un birou de studii competent, arhitectul consultă în numele beneficiarului un număr de antreprize de preferinţă redus, care ulterior vor propune preţurile, cu scopul de a le asocia la punerea la punct a proiectului, pentru a evita dispoziţiile oneroase şi pentru a adopta soluţii noi, care să permită economii sau o calitate superioară ;

— cînd proiectul a fost astfel pus la punct, antreprizele — care acum sînt perfect la curent cu proiectul şi care nu sînt nici puse în situaţia de a merge la noroc, nici de a socoti mai dinainte cum să înşele clientul — pot să fixeze un preţ în deplină cunoştinţă de cauză.

O experienţă de acest gen a fost încercată în cadrul unui program de 1 500 de locuinţe la Marsilia şi s-a soldat cu un succes total, atît din punct de vedere al calităţii arhitectonice, cît şi al confortului şi al preţului de cost.

Se pot, desigur, imagina şi alte scheme, uşor diferite, cum este un caz special care cîştigă tot mai mult teren. Este vorba de aşa-zisa „politică a modelelor" prin care antreprenorul, cunoscînd necesităţile clientului — instituţie publică sau particular — fie că este vorba de locuinţe, şcoli sau hoteluri, va propune el însuşi diverşilor beneficiari o producţie care a făcut obiectul unei concepţii totale, în cele mai mici detalii. În acest caz antreprenorul este cel care fixează un program arhitectului, care întocmeşte în numele antreprizei un anteproiect şi pune la punct fabricaţia.

Antreprenorul de construcţii nu se va mai găsi astfel în postura unui gen de taşeron care execută o lucrare concepută de alţii, ci în situaţia unui industriaş în adevăratul înţeles al cuvîntului, care fabrică în vederea vînzării.

Ca orice industriaş, el acordă o garanţie de preţ, calitate şi termen de livrare.

Acest procedeu pare să fie actualmente un factor de progres extrem de eficace.

Statul poate favoriza adoptarea acestor procedee, fie rezervînd o parte din creditele sale realizării de modele acceptate pentru calitatea lor, fie, în cazul unor lucrări originale, să adopte procedeul propus care asociază în mod raţional pe autorul anteproiectului cu autorii produselor fabricate.

Statul poate merge încă mai departe : astfel, în cazul oraşului nou Vaudreuil (Rouen) s-a decis asocierea antreprenorului industrializat încă din stadiul studiului, punîndu-i problema de a concepe tehnic imobile cu destinaţie obişnuită (birouri sau locuinţe).

Aceste procedee ar putea părea într-o anumită măsură revoluţionare. Ele par la ora actuală să fie singurele soluţii care să poată favoriza progrese tehnice importante. Experienţa arată că aceste procedee, nu numai că nu dăunează cu nimic calităţii arhitectonice a proiectelor, ci dimpotrivă. (Lăsînd la o parte faptul că se poate face arhitectură proastă şi fără industrializare.)

Această calitate arhitectonică nu se poate separa de un studiu precis al fabricaţiei. Există exemple într-un trecut mai mult sau mai puţin îndepărtat, dar se pot cita şi o mulţime de realizări actuale — ca cele de la Marsilia, deja menţionate, cele de la Grigny, la sud de Paris — de o arhitectură îndrăzneaţă şi foarte economică în acelaşi timp şi, în fine, experienţa procedeului GEAI, menţionata mai sus.

Astfel se poate spera că, graţie ajutorului statului, industrializarea în construcţii se va dezvolta.

Bâtir, nr. 183, 1970

STUDIUL REGLĂRII PROCESULUI DE SĂPARE LA EXCAVATOARELE CU O SINGURĂ CUPĂ CU ACŢIONARE HIDROSTATICĂ

Conf. dr. ing. **ŞTEFAN MIHĂILESCU** şi asist. ing. **PETRE PĂTRUŢ**

Acţionarea diesel-hidrostatică a maşinilor de construcţii şi îndeosebi a excavatoarelor capătă în prezent o dezvoltare tot mai largă, ca urmare a multiplelor avantaje pe care acest tip de acţionare le conferă.

Acest tip de acţionare a fost privit multă vreme cu rezerve, la început justificate din punct de vedere economic.

Astfel, în Statele Unite se aprecia în jurul anului 1960 că preţul unui utilaj de terasament s-ar scumpi cu circa 25% în cazul în care acesta ar fi echipat cu acţionare hidrostatică. În prezent, această scumpire este apreciată la numai 2 — 8%, care este însă compensată de creşterea posibilităţilor de lucru ale maşinii, de adaptarea acesteia la condiţii diverse de lucru, de creşterea manevrabilităţii şi în ultima instanţă de creşterea productivităţii raportată la puterea instalată.

Cei care utilizează acţionarea hidrostatică reclamă adeseori faptul că pompa hidraulică constituie veriga cea mai slabă — în privinţa duratei de exploatare — în lanţul elementelor transmisiei. De asemenea, cheltuielile de reparaţie a grupului de pompare a sistemului atingeau de multe ori nivelul preţului unei pompe noi. Durata de exploatare a unei pompe depinde în general de trei factori principali: tipul şi realizarea ei tehnologică, construcţia sistemului de acţionare şi acurateţea mediului hidraulic.

În prezent, datorită dezvoltării tehnologiilor de fabricaţie în domeniul de presiuni cuprins între 100 — 210 kgf/cm^2, preţurile pompelor volumice au scăzut la limita la care devine posibilă utilizarea lor economicoasă la maşini de construcţii, la maşini agricole şi de transport.

În afară de aceasta, se manifestă o tendinţă de sporire a presiunilor de lucru, ceea ce implică realizări tehnologice deosebit de îngrijite, dar care permit micşorarea substanţială a gabaritelor motoarelor hidrostatice. În prezent se fac eforturi de a pune în concordanţă durata de exploatare a pompei cu cea a motorului de acţionare, în special în cazul pompelor cu roţi dinţate. Pe de altă parte, devine interesantă soluţia ca, în cazul preţurilor scăzute de fabricaţie, să se treacă la sistemul de înlocuire a pompelor în loc de repararea lor.

Un alt factor care contribuie la menţinerea unor rezerve în privinţa adoptării acţionării hidrostatice îl constituie randamentele uneori destul de scăzute. Astfel, la o transmisie hidrostatică pompă-motor hidrostatic rotativ, cu un randament de 0,75 pentru pompă şi motor, la care se obţine un randament total al transmisiei de aproximativ 0,56, este dificilă luarea unor decizii pentru acţionarea hidrostatică. În prezent, randamentul total al pompelor şi motoarelor hidrostatice atinge, în cele mai bune cazuri, valori de aproximativ 0,88, fapt care a redus simţitor rezervele în acest sens.

De asemenea, se caută a se îmbunătăţi proprietăţile de mers lent ale motoarelor hidrostatice, chiar pentru turaţii $n < 5$ rot/min, cu implicaţii economice importante datorate eliminării reductorului din transmisie.

Presiunile de lucru maxim admisibile vor creşte în continuare pînă la 250 kgf/cm^2, iar pentru anumite scopuri pînă la 450 kgf/cm^2 şi mai mult.

Trebuie remarcat faptul că o dată cu creşterea presiunilor de lucru, vîrfurile de presiune sînt mai greu de stăpînit, acestea necesitînd în continuare îmbunătăţirea parametrilor supapelor de presiune. În figura 1 este arătat domeniul de presiune în care pot lucra diferite tipuri constructive de pompe.

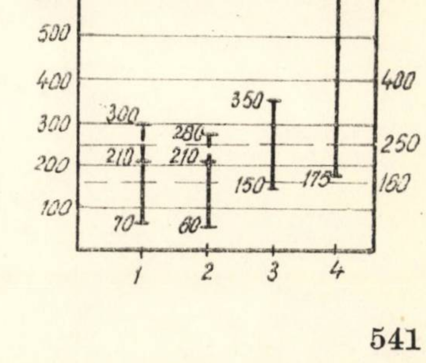


Fig. 1. Domenii de presiuni de lucru ale pompelor volumice:
1 — pompe cu roţi dinţate; 2 — pompe cu palete; 3 — pompe cu pistoane axiale; 4 — pompe cu pistoane radiale.

În vederea utilizării maxime a puterii şi a îmbunătăţirii randamentelor globale, există tendinţa de mărire a ponderii pompelor cu debit reglabil din totalul pompelor fabricate.

Aceste tendinţe sînt prezente şi în construcţia excavatoarelor cu acţionare diesel-hidrostatică. La aceste maşini, sursa primară de energie o constituie motorul diesel. Energia mecanică furnizată de către acesta este transformată prin intermediul pompelor în energie de presiune în principal şi transmisă sub această formă la consumatorii finali — motoarele hidrostatice de acţionare a echipamentelor — unde este transformată în lucru mecanic. Aceste transformări energetice sînt însoţite de o serie de pierderi naturale, care afectează energia totală a mediului hidraulic purtător şi care sînt luate în considerare în domeniul acţionărilor hidrostatice în principal sub forma pierderilor de presiune.

În afara acestora, în sistemele de acţionare hidrostatică a excavatoarelor pot apare pierderi de energie cu mult mai importante, pierderi a căror natură va fi expusă foarte succint în cele ce urmează.

Schemele de acţionare hidrostatică a excavatoarelor sînt foarte diverse, însă pot fi grupate după cîteva caracteristici esenţiale :

a) După numărul pompelor folosite :

— cu o pompă,
— cu două pompe,
— cu mai multe pompe (mai puţin frecvent).

b) După natura debitului pompat :
— cu debit constant,
— cu debit variabil.

Numărul pompelor folosite în sistem şi natura debitului pot influenţa în mare măsură folosirea deplină a puterii instalate a excavatorului.

Mecanismele excavatorului care acţionează în timpul săpării sînt :
— mecanismul de acţionare a mînerului (de săpare propriu-zisă) ;
— mecanismul de acţionare a braţului ;
— mecanismul de acţionare a cupei,
— mecanismul de rotire a platformei superioare.

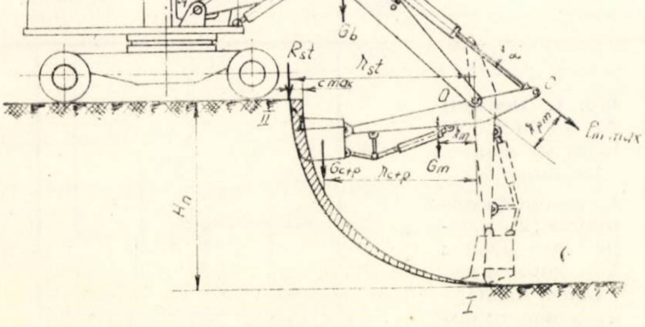


Fig. 2.

Unele dintre acestea pot lucra cîte două simultan, spre exemplu cilindrul mînerului cu cilindrul braţului sau cilindrul braţului cu motorul de rotire a platformei.

Circuitele acestor patru mecanisme, care contribuie la realizarea ciclului de săpare al excavatorului, pot fi deservite de una sau două pompe. Solicitările (presiunile) maxime care apar pe fiecare circuit se determină din cele mai dificile condiţii de lucru ale mecanismului respectiv. Astfel în figura 2 este arătată poziţia în care se calculează forţa $P_{m\,\max}$ din cilindrul de acţionare a mînerului la un excavator cu lingură întoarsă.

Această poziţie corespunde sfîrşitului săpării, cînd se obţin rezistenţe maxime la organul de săpare şi cînd cupa este plină cu pămînt.

Făcînd o ecuaţie de momente faţă de punctul O $\Sigma M_0 = 0$, se obţine :

$$P_{m\,\max} = \frac{R_{st} \cdot r_{st} + G_{c+p} \cdot r_{c+p} + G_m \cdot r_m}{r_{pm}} \qquad (1)$$

unde

$$R_{st} = K \cdot b \cdot C_{\max} \qquad (2)$$

Din figura 2, precum şi din relaţiile (1) şi (2), se observă că forţa P_m variază în timp de la începutul săpării pînă la sfîrşitul acesteia, caracterul ei de variaţie putînd fi abordat sub două aspecte :

— într-un pămînt cu aceeaşi constantă K (rezistenţă specifică la săpare), P_m variază legic funcţie de c (grosimea de bază), G_p (greutatea pămîntului din cupă), r_{c+p}, r_m şi r_{pm} ;

— există şi posibilitatea unei variaţii întîmplătoare a constantei K, precum şi a masei pămîntului din cupă (prin ruperi de strat, prăbuşiri etc.).

Suprapunerea celor două aspecte dă un caracter aleator variaţiei în timp a forţei P_m din cilindrul mînerului, observaţie care trebuie reţinută în continuare.

Variaţia presiunii din circuitul aferent acestui cilindru va urmări variaţia forţei rezistente la tijă.

Puterea cerută de către pompă de la motorul diesel poate fi scrisă :

$$N = K_1 \cdot Q \cdot p, \qquad (3)$$

unde :

Q — debitul refulat în l/min ;

p — presiunea de solicitare a pompei în kgf/cm^2.

Pompe cu debit constant

Caracteristicile şi funcţionarea acestor pompe în sistem trebuie studiate în strînsă concordanţă cu caracteristica mecanică a motorului diesel de acţionare. Funcţionînd la o turaţie constantă, rezultă din relaţia (3) că puterea consumată de către pompă este proporţională cu presiunea p de solicitare.

Dimensionînd pompa la puterea

$$N_{\max} = k_1 \cdot Q \cdot p_{\max} \tag{4}$$

unde $p_{\max} = f\ (P_{m\ \max})$,
rezultă că o pompă cu debit constant va solicita de la motorul diesel al excavatorului puterea maximă pe o perioadă de timp foarte scurtă, cînd forţa P_m atinge valoarea $P_{m.\max}$.

Trebuie făcută observaţia că pompa nu va lucra în realitate la turaţie constantă, ea urmărind în funcţionare domeniul de turaţii admis după caracteristica mecanică a motorului.

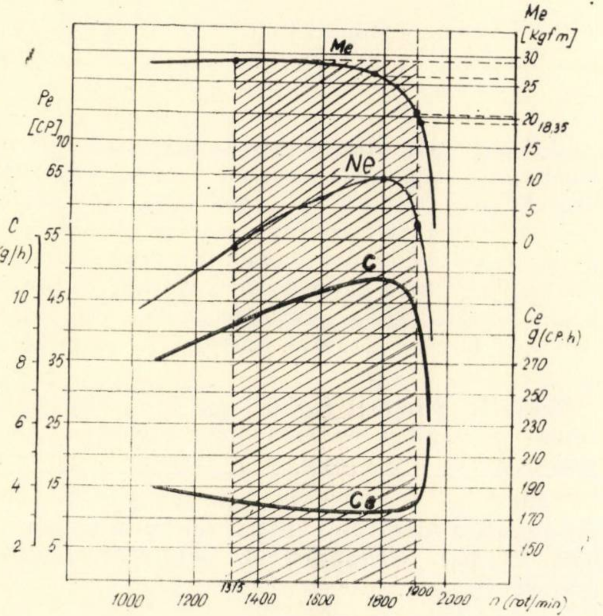


Fig. 3. Caracteristica mecanică a motorului D–103, fabricat la Uzinele Tractorul – Braşov, R.S.R.

Aşa după cum se vede în figura 3, micşorarea debitului pompei, atunci cînd creşte sarcina, duce la scăderea puterii dezvoltate de către motor, dar această reglare după caracteristica mecanică a motorului nu prezintă interes economic. Din cele relatate rezultă că, în cazul folosirii pompelor cu debit constant, nu se obţine o exploatare economică a maşinii, datorită folosirii incomplete a puterii instalate.

Aşa cum s-a arătat anterior, sistemele de acţionare hidrostatică a excavatoarelor pot fi deservite de una sau două pompe. Dezavantajul principal al sistemelor cu o singură pompă îl constituie dificultatea alimentării simultane a două mecanisme. Avantajul lor constă în faptul că permit (cu restricţia severă enunţată mai sus) folosirea puterii totale la un singur mecanism (cilindrul mînerului, de exemplu).

Sistemele de acţionare cu două pompe, fiecare dintre ele fiind dimensionată la jumătate din puterea motorului, permit uşor acţionarea simultană a două mecanisme; au însă dezavantajul că nu permit folosirea întregii puteri pentru un singur mecanism. În cel mai bun caz, spre exemplu, cilindrul mînerului poate consuma jumătate din puterea disponibilă.

Există sisteme de acţionare a excavatoarelor cu două pompe cu debit constant, la care, prin intermediul sistemului de distribuţie, debitul celor două pompe poate fi unit în acelaşi cilindru.

La toate aceste sisteme, folosind pompe cu debit constant, se păstrează însă caracterul neeficient al folosirii puterii instalate a excavatorului, o folosire incompletă a energiei primare consumate.

Pompe cu reglare automată a debitului

Considerentele expuse mai sus au dus la necesitatea construirii unor sisteme de pompare care să asigure utilizarea optimă a puterii instalate a excavatorului.

Aceasta se realizează practic cu ajutorul pompelor cu reglare automată a debitului, pompe echipate cu regulatoare speciale care asigură în oricare punct al domeniului de reglare utilizarea de către pompă a întregii puteri disponibile.

De regulă, în acest scop se folosesc pompe cu pistoane axiale prevăzute cu regulator de debit.

Debitul unei pompe reglabile cu pistoane axiale poate fi scris:

$$Q = \frac{q_{\max} \cdot n_p \cdot \sin \alpha}{1000 \cdot \sin \alpha_{\max}} \left(\frac{1}{\min}\right) \tag{5}$$

unde:

$q_{\max}$ — debitul specific maxim (cm³/rot);
n_p — turaţia pompei (rot/min);
$\alpha_{\max}$ — unghiul maxim al elementului de comandă;
α — unghiul elementului de comandă la un moment dat.

Puterea cerută de pompă de la motorul de antrenare se exprimă cu relaţia

$$N = \frac{Q \cdot p}{450 \cdot \eta}\ (\text{C.P.}) \tag{6}$$

sau

$$N = \frac{q_{\max} \cdot n_p \cdot \sin \alpha \cdot p}{1000 \cdot 450 \cdot \eta \sin \alpha_{\max}}. \tag{7}$$

Am văzut anterior că presiunea p de solicitare a pompei variază în funcţie de sarcina la motorul hidrostatic, sarcină care la rîndul ei este o funcţie aleatoare de timp.

Regulatorul care echipează pompa are sarcina de a menţine relaţia

$$N = k_1 \cdot Q \cdot p = ct \tag{8}$$

în condiţii de lucru în care p are o variaţie aleatoare în timp.

Aceasta se realizează prin modificarea automată a valorii debitului pompat, în funcţie de presiunea de solicitare a pompei. Practic, aceasta se traduce prin adaptarea vitezelor de lucru la mărirea sarcinii rezistente.

Din relația (8) rezultă dependența hiperbolică dintre debit și presiune, dependență pe care, așa după cum se va arăta, regulatorul o reproduce cu o oarecare aproximație.

Sistemul de reglare automată cu două pompe cu debit autoreglabil cu circuite independente are totuși dezavantajul că nu folosește puterea maximă decît atunci cînd ambele circuite sînt solicitate.

Pentru a se elimina acest dezavantaj au fost construite sisteme de pompare cu reglare „însumată“. Acestea conțin de asemenea două pompe, la care însă reglarea debitului este efectuată de către un singur regulator (fig. 4).

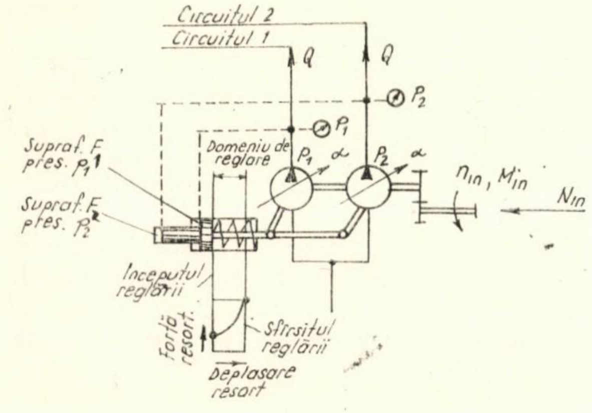


Fig. 4.

În acest caz pompele P_1 și P_2, precum și circuitele aferente lor sînt dimensionate pentru a putea transmite fiecare întreaga putere a motorului, N_{in}.

Pompele au aceleași caracteristici geometrice, refulînd în sistem debite egale.

Regulatorul menține relația

$$N_{in} = \frac{Q \cdot p_1}{450 \cdot \eta} + \frac{Q \cdot p_2}{450 \cdot \eta} = ct \tag{9}$$

sau

$$N_{in} = \frac{q_{\max} \cdot n_p}{450 \cdot 1000 \cdot \eta \sin \alpha_{\max}} \sin \alpha \, (p_1 + p_2) = ct \tag{10}$$

ceea ce revine a scrie

$$\sin \alpha \, (p_1 + p_2) = ct. \tag{11}$$

În acest fel se asigură în orice situație utilizarea întregii puteri disponibile la arbore N_{in} chiar atunci cînd nici unul dintre consumatorii aflați pe circuitul uneia din pompe nu lucrează ($p_1 \approx 0$ sau $p_2 \approx 0$).

Din relația (9) se poate scrie

$$kQ \; (p_1 + p_2) = N_{in} = ct.$$

Dependența hiperbolică dintre debitul Q și suma presiunilor pe cele două circuite este redată în figura 5.

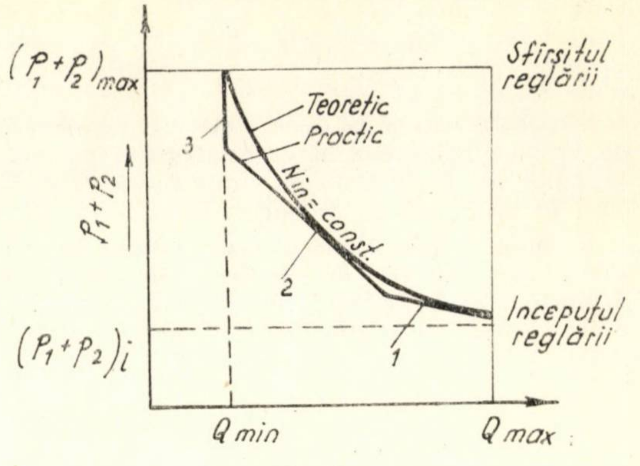


Fig. 5.

Întrucît este dificilă realizarea unui pachet elastic al regulatorului cu o caracteristică hiperbolică, acesta se realizează (cu foarte mici pierderi în privința puterii reglate) cu ajutorul a două arcuri elicoidale cu caracteristică liniară, care intră succesiv în acțiune, pe porțiunea 2 însumîndu-și caracteristicile. Pe porțiunea 3, reglarea, practic, încetează, regulatorul atingînd un prag.

Teoretic, sfîrșitul reglării are loc atunci cînd suma presiunilor pe cele două circuite atinge valoarea $(p_1 + p_2)$ max.

Suma $(p_1 + p_2)$ i la care începe reglarea automată a debitului diferă de la o mașină la alta, aceasta corespunzînd debitelor maxime admise ($Q_{\max}$).

Elementele de analiză a performanțelor dinamice ale sistemelor automate hidraulice ale excavatoarelor

Orice sistem de reglare automată poate fi reprezentat simbolic printr-o schemă funcțională cu circuit închis (figura 6) care constă în principal din :

— o ramură directă cu amplificare de putere ;

— o ramură de reacție.

În cazul discutat, ramura directă conține două elemente fundamentale :

— la extremitatea din dreapta, elementul automatizat (motorul hidraulic), comandat de către elementul de execuție (pompa) ;

— la joncțiunea ramurii de reacție cu ramura directă, elementul de comparație (pistonul regulatorului), care are două mărimi de intrare :

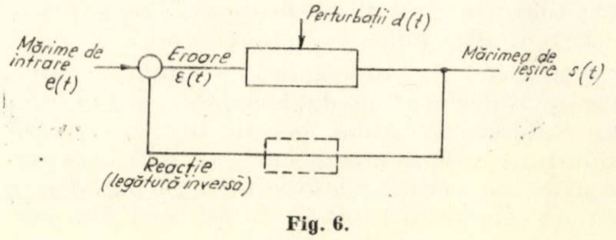


Fig. 6.

- mărimea de intrare propriu-zisă a sistemului de reglare automată (forța de referință a pachetului elastic);
- mărimea de ieșire a sistemului de reglare automată, transmisă prin intermediul ramurii de reacție (forțe de presiune).

Diferența între cele două mărimi constituie eroarea (mărimea de acționare):

$$\varepsilon = e - s. \tag{12}$$

Practic, elementul funcționează ca traductor de presiune, variațiile presiunii producînd o deplasare a elementului echilibrat, proporțional cu variația presiunii în sistem.

Ramura directă mai poate conține un etaj de amplificare și o rețea de compensare.

Sistemul lucrează în regim staționar (sau regim forțat), atîta timp cît mărimea de intrare este, în funcție de timp:

— o constantă;

— o funcție liniară sau parabolică;

— o funcție periodică.

Cînd sistemul se găsește în regim staționar (regimul I) și la momentul $t = 0$ i se impune o altă mărime de intrare staționară, acesta are nevoie de un anumit timp pentru a ajunge la noul său regim staționar (regimul II). În acest timp sistemul se află în regim tranzitoriu.

Regimurile tranzitorii au o importanță deosebită în analiza sistemelor automate (și în particular a sistemului discutat), cel puțin din trei motive:

— un motiv general: sistemul prezentat funcționează practic mai mult în regim tranzitoriu decît în regim staționar;

— un motiv de performanță: este un mare defect al sistemului dacă mărimea de ieșire oscilează timp îndelungat pînă cînd se stabilește la valoarea staționară;

— un motiv de siguranță: regimul tranzitoriu este adesea oscilatoriu, putînd favoriza apariția rezonanței în alte elemente ale sistemului.

Funcționarea în principal în regimuri tranzitorii este o consecință a caracterului prin esență aleatoriu al mărimilor de intrare ale sistemului. Calitatea comportării dinamice, îndeosebi rapiditatea răspunsului și amortizarea satisfăcătoare, este tot atît de importantă, dacă nu chiar mai mult decît performanțele staționare (precizia).

În vederea studierii comportării sistemului automat în regimuri staționare și tranzitorii este necesară exprimarea ecuațiilor diferențiale de funcționare.

Aceste ecuații pot fi scrise pe diverse căi, avînd însă la bază legi fizice fundamentale și reprezintă pentru cele mai multe teme ecuații diferențiale liniare cu coeficienți care pot fi considerați în general constanți.

Determinarea coeficienților acestor ecuații se face de regulă pe cale experimentală.

Aranjarea termenilor ecuației diferențiale liniare de definire sub forma unui raport al mărimii de ieșire către mărimea de intrare, cu evidențierea anumitor coeficienți, reprezintă funcția de transfer a sistemului automat.

Pentru obținerea convenabilă a funcției de transfer se înlocuiește operatorul $\frac{d}{dt}$, în cele mai multe cazuri, cu operatorul complex s (operatorul Laplace).

După deducerea funcțiilor de transfer și a coeficienților tuturor elementelor sistemului sînt folosite mai multe metode de determinare a stabilității sistemului și a performanțelor sale dinamice.

Funcția de transfer a regulatorului de debit

Acest regulator este reprezentat schematic în figura 7. Sistemul funcționează ca un traductor de presiune.

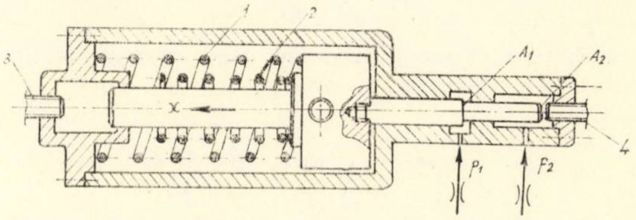


Fig. 7. Schema regulatorului de debit:
1 — arc elicoidal cu constantă k_1; 2 — arc elicoidal cu constantă k_2; 3 — tampon reglare debit minim; 4 — tampon reglare debit maxim.

Pentru stabilirea funcției de transfer care exprimă poziția X (mărimea de ieșire) în funcție de variația de presiuni în sistem (mărimea de intrare) se vor utiliza următoarele noțiuni:

P_Δ — variația presiunii aplicate $(p_1 + p_2)$ kgf/cm^2;

A — aria secțiunii transversale active $(A_1 + A_2)$, cm^2;

k — constanta arcului de referință, kgf/cm^2;

M — masa pistonului și masa efectivă a arcului, kgf/cm^2

X — cursa pistonului, cm;

α — coeficientul de frecare vîscoasă, kgf. s/m;

s — operatorul complex Laplace;

ω_v — pulsația de rezonanță, rad/s;

δ — factorul de amortizare.

Ecuația diferențială se va stabili ținînd seamă de echilibrul forțelor în regim staționar, precum și de variația în presiune necesară pentru obținerea vitezei și accelerației pistonului.

Relația între poziția x a pistonului și variația de presiune în regim staționar este

$$\frac{P_\Delta \cdot A}{k} = x,$$

sau

$$P_\Delta = \frac{k \cdot x}{A}, \tag{13}$$

Pentru ca pistonul să aibă o anumită viteză este necesară o presiune suplimentară pentru acoperirea forței de frecare vîscoasă, conform relației

$$\frac{P_\Delta \cdot A}{\alpha} = \frac{dx}{dt}$$

sau

$$P_\Delta = \frac{\alpha}{A} \cdot \frac{dx}{dt}. \tag{14}$$

Utilizînd legea lui Newton, expresia presiunii și accelerației pistonului se scrie

$$P_\Delta \cdot A = M \frac{d^2 x}{dt^2}$$

sau

$$P_\Delta = \frac{M}{A} \cdot \frac{d^2 x}{dt^2}. \tag{15}$$

Însumarea componentelor care dau diverse tipuri de mișcare a traductorului duce la relația

$$P_\Delta = \frac{k \cdot x}{A} + \frac{\alpha}{A} \frac{dx}{dt} + \frac{M}{A} \frac{d^2 x}{dt^2}. \tag{16}$$

Aplicînd transformata Laplace, relația (16) devine

$$P_\Delta = \frac{k}{A} X + \frac{\alpha}{A} sX + \frac{M}{A} s^2 X \tag{17}$$

sau, pusă sub formă de funcție de transfer,

$$\frac{X}{P_\Delta} = \frac{\frac{A}{k}}{\frac{M}{k} s^2 + \frac{\alpha}{k} \cdot s + 1} = G\,(s).$$

Această funcție de transfer poate fi exprimată și în funcție de pulsația de rezonanță sub forma

$$\frac{X}{P_\Delta} = \frac{\frac{A}{k}}{\frac{1}{\omega_n^2} \cdot s^2 + \frac{2\delta}{\omega_n} + 1}; \tag{18}$$

unde

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{M}} \quad \text{și} \tag{19}$$

$$\delta = \frac{\alpha}{2k} \sqrt{\frac{k}{M}} = \frac{\alpha}{2\sqrt{k \cdot M}} \tag{20}$$

este factorul de amortizare

Ca o primă observație se poate vedea faptul că sistemul studiat are două pulsații de rezonanță,

$$\omega_{n1} = \sqrt{\frac{k_1}{M}}, \quad \omega_{n2} = \sqrt{\frac{k_1 + k_2}{M}}$$

și factorii de rezonanță corespunzători.

Pulsațiile de rezonanță pot fi ușor determinate pe cele două domenii de funcționare 1 și 2 (fig. 5) din constantele sistemului, lucru dificil de realizat pentru factorii de amortizare, determinarea coeficientului α fiind mai laborioasă.

Revenind la ecuația (16) se poate scrie :

$$\frac{d^2 x}{dt^2} + \frac{\alpha}{M} \cdot \frac{dx}{dt} + \frac{k}{M} \cdot x = P_\Delta \cdot A \frac{1}{M} \tag{21}$$

Notînd :

$P_\Delta \cdot A = x_i\,(t)$ — mărimea de intrare a sistemului;

$x = x_e\,(t)$ — mărimea de ieșire a sistemului

și ținînd seamă de relațiile (19) și (20), ecuația (21) devine

$$\frac{d^2 x_e}{d\,t^2} + 2\,\delta\,\omega_n \frac{d\,x_e}{dt} + \omega_n^2 \cdot x_e = \omega_n^2 \cdot x_i. \tag{22}$$

Pentru a studia răspunsul $x_e\,(t)$ vom aplica sistemului descris prin ecuația (22), o funcție de intrare treaptă unitară $u(t)$ care se obține din funcția reprezentată în figura 8, pentru $t_1 = 0$. Se consideră că sistemul descris prin ecuația (22) este în repaus în momentul inițial, adică :

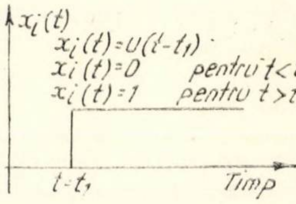


Fig. 8. Funcția treaptă unitară deplasată

$$x_e\,(0^+) = 0 = \frac{d\,x_e}{dt} \Bigg|\; t = 0^+$$

Aplicînd transformata Laplace ambilor membri ai ecuației (22), se obține :

$$s^2 \cdot X_e + 2\,\delta\,\omega_n^2 \cdot s\,X_e + \omega_n^2 \cdot X_e = \omega_n^2 \cdot \frac{1}{s}, \tag{23}$$

unde $\frac{1}{s}$ este transformata Laplace a funcției treaptă unitară, iar X_e reprezintă transformata Laplace a variabilei $x_e\,(t)$, fiind o funcție de s.

Rezolvînd ecuația algebrică (23) în raport cu X_e, se obține :

$$X_e(s) = \frac{\omega_n^2}{s\,(s^2 + 2\,\delta\omega_n \cdot s + \omega_n^2)}, \tag{24}$$

iar după dezvoltarea în fracții parțiale,

$$X_e(s) = \frac{1}{s} - \frac{s + 2\,\delta\,\omega_n}{(s + \delta\,\omega_n)^2 + \omega_n^2\,(1 - \delta^2)}. \tag{25}$$

Aplicînd transformata Laplace inversă ecuației (25), se obține:

$$X_e(t) = 1 - \frac{e^{-\delta\omega_n \cdot t}}{\sqrt{1-\delta^2}} \sin(\omega_n \sqrt{1 - \delta 2t} + Ø) \qquad (26)$$

unde $Ø = \arccos \delta$.

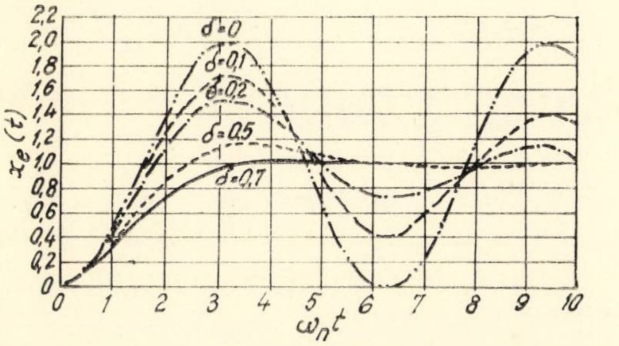


Fig. 9. Curbele răspunsului tranzitoriu pentru diferite valori.

Curbele din figura 9 reprezintă, conform relației (26), răspunsul sistemului dat la o mărime de intrare treaptă în funcție de parametrul adimensional $\omega_n \cdot t$ pentru diverși factori de amortizare δ.

Toate curbele, cu excepția celei pentru care $\delta = 0$, tind în regim staționar către unitate. Așa cum este de așteptat, cu cît factorul de amortizare este mai mare, cu atît răspunsul are un caracter mai puțin oscilator.

Suprareglarea maximă procentuală este mărimea care evidențiază depășirea în prima oscilație a valorii regimului staționar și se definește:

$$\text{Suprareglarea max.} = \\ = 100 \frac{\text{val. max. în prima oscilație} - \text{val. staționară}}{\text{valoarea staționară}}$$

Viteza de răspuns a sistemului de ordinul doi este funcție de ω_n și δ.

Timpul necesar ca răspunsul sistemului să atingă 90% din valoarea de regim staționar, denumit timp de creștere, depinde de ω_n. Pentru ω_n mare, sistemul va avea un timp mic de creștere. Este posibilă variația lui ω_n prin schimbarea elementelor sistemului. Trebuie remarcat însă faptul că creșterea lui ω_n produce descreșterea lui δ. În acest sens trebuie luate în considerare și alte metode de proiectare în vederea obținerii unor valori favorabile pentru ω_n și δ.

Aplicarea integralei de convoluție în determinarea răspunsului sistemului la o funcție de intrare oarecare

Să presupunem că în ecuația (22), funcția de intrare este un impuls unitar

$$x_i(t) = \delta(t). \qquad (27)$$

Prin definiție, funcția impuls este nulă, cu excepția momentului $t = 0$, cînd valoarea sa este infinită, dar

$$\int_{-\varepsilon}^{+\varepsilon} \delta(t)\, dt = 1$$

unde ε are o valoare foarte mică în jurul originii. În plus, funcția impuls selectează valoarea în origine a unei funcții, conform relației

$$\int_{-\varepsilon}^{+\varepsilon} \delta(t) \cdot f(t) \cdot dt = f(\cdot)|_{t=0} = f(0).$$

Transformata Laplace a unui răspuns unitar este

$$\alpha\,[\delta(t)] = \int_0^{\infty} e^{-st}\, \delta(t) \cdot dt = e^{-st}|_{t=0} = 1.$$

Rezultă că transformata Laplace a răspunsului $X_e(s)$ a sistemului descris prin ecuația (22) la o mărime de intrare impuls unitar este tot una cu funcția de transfer a sistemului, deoarece $X_i\ s = 1$; așadar,

$$G(s) = \frac{X_e(s)}{X_i(s)} = \frac{X_e(s)}{1} = \frac{\omega_n^2}{s^2 + 2\delta \cdot \omega_n \cdot s + \omega_n^2}. \qquad (28)$$

Transformata inversă a funcției de transfer se numește „funcție pondere“ și va fi notată cu $w(t)$.

Dacă aplicăm un impuls unitar sistemului, mărimea de ieșire va fi chiar funcția pondere $w(t)$. Orice funcție $x_i(t)$ poate fi reprezentată ca o limită a unei sume de pulsuri (fig. 10).

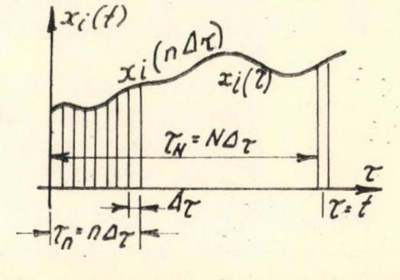


Fig. 10. Reprezentarea unei funcții oarecare printr-o sumă de pulsuri.

Dacă $w(t)$ este răspunsul sistemului la $\tau = t$, cînd se aplică la intrare $\delta(t)$, atunci $\alpha\, w(t - n\Delta\tau)$ reprezintă răspunsul sistemului (la $\tau = t$), cînd la intrare se aplică un răspuns întîrziat $\alpha\delta(t - n\Delta\tau)$, unde α este o constantă.

Răspunsul sistemului la un impuls localizat la $\tau = n\Delta\tau$, cu înălțimea $x_i(n\Delta\tau)$ și cu lățimea $\Delta\tau$, va fi:

$$x_i(n\Delta\tau) \cdot w(t - n\Delta\tau)\,\Delta\tau. \qquad (29)$$

Răspunsul total al sistemului la timpul $\tau = t$ este suma răspunsurilor datorite fiecărui impuls,

$$x_e(t) \approx \sum_{n=0}^{N} x_i(n \cdot \Delta\tau)\ w\ (t - n\Delta\tau)\,\Delta\tau = \\ = \sum_{n=0}^{N} = x_i(\tau_n)\, w(t - \tau_n) \cdot \Delta\tau. \qquad (30)$$

Făcînd ca $\Delta\ \tau \to 0$ și $N \to \infty$, așa încît în ecuația (30) $N\ \Delta\ \tau = t$, se obține la limită o integrală:

$$x_e(t) = \int_0^t x_i(\tau)\, w(\tau)\, w(t-\tau)\, d\,\tau.. \qquad (31)$$

Așadar, mărimea de ieșire a sistemului liniar cu coeficienții constanți se poate afla prin „convoluția" mărimii de intrare și a funcției pondere.

Mărimea de ieșire a regulatorului de debit prezentat este mărimea de intrare a sistemului automatizat pompă-motor hidraulic.

Funcția de transfer a transmisiei hidraulice pompă-motor

Se va considera inițial transmisia pompă-motor hidraulic rotativ.

Notații:

n — turația pompei, rot/s,
dp — debitul maxim specific al pompei la o rotație;
x_p — procentul din debitul maxim impus de poziția elementului de comandă al pompei;
d_m — debitul maxim specific al motorului hidraulic la o rotație;
d_m^* — debitul motorului hidraulic corespunzător unui radian;
J_m — momentul de inerție total la arborele motorului hidraulic;
L — coeficient de scăpări;
B — modul de compresibilitate a lichidului, kgf/cm^2;
V — volumul total al uleiului aflat sub înaltă presiune în transmisie;
p — presiunea uleiului la intrarea în motor;
θ — poziția unghiulară a arborelui motor.

Punerea în ecuație se face scriind relația conservării debitelor volumetrice:

$$Q_p = Q_m + Q_L + Q_c \qquad (32)$$

unde

Q_p — debitul pompei;
Q_m — debitul (absorbit) al motorului;
Q_L — debitul datorat scăpărilor;
Q_c — debitul datorat compresibilității lichidului (se neglijează termenul corespunzător deformațiilor elementelor care conțin uleiul, de ex. conducte flexibile).

$$Q_p = dp \cdot n \cdot x_p;\ Q_m = d_m^* \frac{d\,\theta}{dt};$$

$$Q_L = L \cdot p;\ \ Q_c = \frac{d\,v}{dt} = \frac{V}{B} \cdot \frac{dp}{dt}.$$

Cuplul motor al unui motor hidraulic perfect este

$$C_m = d_m^* \cdot p, \qquad (33)$$

În lipsa oricărei alte sarcini, în afara unui element inerțial la arborele motor, cuplul motor se poate scrie

$$C_m = J_m \cdot \frac{d^2\,\theta}{dt^2}. \qquad (34)$$

Ecuația (32) se poate scrie

$$d_p \cdot n \cdot x_p = d_m^* \frac{d\,\theta}{dt} + L \cdot p + \frac{V}{B}\ \frac{d\,p}{dt}. \qquad (35)$$

După eliminarea lui p și C_m între ecuațiile (33), (34), (35), se obține:

$$d_p \cdot n \cdot x_p = d_m^* \frac{d\,\theta}{dt} + \frac{LJ_m}{d_m^*} \cdot \frac{d^2\theta}{dt^2} + \frac{V \cdot J_m}{B \cdot d_m^*}\ \frac{d^3\theta}{dt^3}. \qquad (36)$$

În cazul sistemului reprezentat prin ecuația diferențială (36)

$x_p = x_i\,(t)$ reprezintă mărimea de intrare a sistemului;

$\theta = \theta(t)$ mărimea de ieșire a sistemului.

Scriind transformatele Laplace ale celor doi membri ai ecuației (36), pentru condiții inițiale nule, se obține:

$$d_p \cdot n\ X_p\,(s) = d_m^* \theta(s) \cdot s + \frac{LJ_m}{d_m^*}\ \theta(s)\ \cdot s^2 + \frac{V \cdot J_m}{B \cdot d_m^*} \cdot \theta\,(s) \cdot s^3. \qquad (37)$$

Relația (37) pusă sub forma funcției de transfer, devine:

$$G\,(s) = \frac{\theta(s)}{X_p(s)} = \frac{d_p \cdot n}{s\left(\frac{V \cdot J_m}{B \cdot d_m^*} \cdot s^2 + \frac{L \cdot J_m}{d_m^*} \cdot s + d_m^*\right)} \qquad (38)$$

sau

$$\frac{\theta(s)}{X_p(s)} = \frac{k}{s\left(\frac{s^2}{\omega_n^2} + \frac{2 \cdot \delta \cdot s}{\omega_n} + 1\right)}. \qquad (39)$$

În relația (39) s-a notat:

$\omega_n^2 = \dfrac{B \cdot d_m^{*2}}{V \cdot J_m}$ —pulsația proprie a sistemului; (40)

$\dfrac{2\,\delta}{\omega_n} = \dfrac{L \cdot J_m}{d_m^{*2}};\ \delta = \dfrac{L \cdot B}{2\,v}$ — factorul de amortizare; (41)

$$k = n \frac{d_p}{d_m^*}.$$

Se observă și în acest caz că sistemul are o frecvență proprie și deci, în anumite cazuri, poate intra în rezonanță. Influența lui ω_n și δ asupra performanțelor sistemului se face în mod similar cu exemplul tratat anterior.

Trebuie precizat că în acest caz poziţia θ a arborelui de ieşire este puţin interesantă, mărimea direct utilizată în general fiind viteza. Cum ne aflăm în ipoteza sistemului liniar, riguros vorbind, cînd ne referim la poziţie sau la viteză este acelaşi lucru. Revenind la relaţia care dă frecvenţa proprie a sistemului (40) se vede că aceasta variază cu inversul rădăcinii pătrate a volumului V al uleiului aflat sub înaltă presiune. Este necesară reducerea pe cît posibil a acestui volum, care se compune din trei termeni :

$$V = \frac{d_m}{4} + \frac{d_p}{4} + \frac{v}{2},$$

unde v este volumul canalizaţiilor (conductelor) şi al oricărui spaţiu dintre cilindrii pompei şi motorului, care trebuie redus la minimum. Se poate reduce de asemenea d_p, dacă pompa se roteşte mai repede decît motorul.

Consideraţii similare se pot face în cazul transmisiei pompă-motor hidraulic rectiliniu.

Notînd :

x_m — deplasarea pistonului;
V — semivolumul de ulei;
c — semicursa pistonului;
S — suprafaţa pistonului;
M — masa;
p — presiunea uleiului în piston,

se obţine funcţia de transfer asemănătoare sistemului anterior (38) :

$$\frac{X_m}{X_p} = \frac{n \cdot d_{p/c}}{s\left(\frac{V \cdot M}{B \cdot c^2} s^2 + \frac{L \cdot M}{c^2} s + 1\right)} \tag{42}$$

unde pulsaţia proprie a sistemului este

$$\frac{1}{\omega_n^2} = \frac{V \cdot M}{B \cdot c^2}, \tag{43}$$

În ambele cazuri, factorul de amortizare este proporţional cu factorul L de scăpări, rezultînd din aceasta că o transmisie hidraulică realizată cu o precizie foarte mare are un coeficient de amortizare foarte mic. În general, o astfel de realizare este costisitoare. Scăpările unui motor rotativ (prin suprafeţele plane de distribuţie) sînt rareori suficiente pentru a asigura o amortizare corectă.

La cilindrii rectilinii, scăpările sînt practic suprimate de garniturile de material plastic, aceştia putîndu-se amortiza printr-o scăpare artificială (un orificiu calibrat practicat în capul pistonului).

PUNCTUL DE VEDERE STATISTIC

Pînă în prezent a fost descris succint modul în care se comportă sistemul cînd mărimile de intrare sînt de un tip particular :

— mărimi de intrare în treaptă;
— mărimi de intrare impuls.

În realitate, în afara perturbaţiilor prevăzute (aşa-numitele zgomote microscopice), însăşi mărimea de intrare este, aşa cum s-a arătat anterior, aleatorie.

La nivel microscopic sau macroscopic, orice sistem fizic este sediul unui zgomot, dacă se defineşte zgomotul ca o cauză a unei modificări întîmplătoare (funcţie aleatorie), cu valoarea medie nulă, a oricărei mărimi legate de acest sistem.

Funcţia aleatorie de timp este o funcţie în care întîmplarea intervine la fiecare moment în determinarea valorilor funcţiei.

Modelul sau proba unei funcţii aleatorii este o formă particulară (de exemplu sub formă de înregistrare) a acestei funcţii într-un anumit interval de timp.

Spectrul de frecvenţă

Fie $y\ (t)$ funcţia aleatorie staţionară în timp sau mai exact un model cu durată suficientă a acesteia.

Fie $y_T\ (t)$ funcţia definită astfel :

$$y_T\ (t) = y\ (t) \qquad - T \leqslant t \leqslant T$$
$$y_T\ (t) = 0 \qquad t < -T, \quad t > T.$$

Această funcţie are o transformată Fourier,

$$A_T\ (\omega) = \int_{-T}^{T} y(t)_e{}^{-\Upsilon\omega t}\, dt. \tag{44}$$

Spectrul de frecvenţă $\emptyset\ (\omega)$ al lui $y\ (t)$ este funcţia :

$$\emptyset(\omega) = \lim_{T \to \infty} \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{1}{T} |\, A_T\ (\omega)\,|^2 \tag{45}$$

Definiţia are practic sens, dacă convergenţa are loc pentru o valoare a lui $2\ T$ inferioară lungimii modelului şi dacă ea este independentă de originea aleasă pentru timp (condiţia de staţionaritate a funcţiei aleatorii $y(t)$).

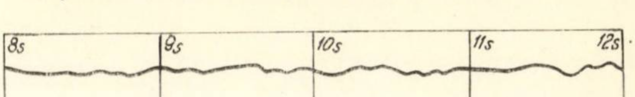


Fig. 11.

O funcţie aleatorie adevărată nu are periodicitate, însă are frecvenţe predominante, evidenţiate de către maximele spectrului său de frecvenţă. De exemplu, funcţia aleatorie din care s-a dat un model în figura 11 are un spectru de frecvenţe reprezentat în figura 12, care evidenţiază o pulsaţie predominantă de 13 rad/s şi pulsaţii secundare de 7 şi 24 rad/s. Determinarea practică a spectrului de frecvenţă al funcţiei de intrare a sistemului are o deosebită importanţă atunci cînd se încarcă sistemul automat, folosind

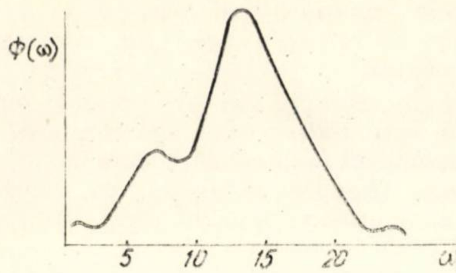


Fig. 12.

mărimi de intrare sinusoidale, a căror pulsaţie parcurge partea semnificativă a spectrului de frecvenţe al funcţiei aleatorii.

Criteriul de stabilitate NYQUIST foloseşte un semnal de intrare sinusoidal pentru excitarea sistemului de reglare în buclă deschisă.

Mărimea de intrare aplicată este :

$$x_i = x_{i0} \sin \omega t,$$

iar cea de ieşire,

$$x_e = x_{e0} \sin (\omega t + \varnothing).$$

Mărimea de ieşire poate fi reprezentată într-un plan complex pentru frecvenţe ale mărimii de intrare variind de la 0 la ∞.

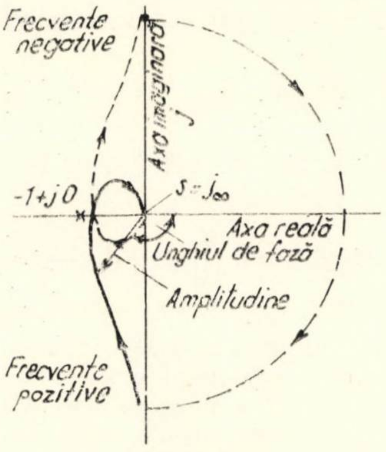


Fig. 13.

Diagrama NYQUIST (locul de transfer) a sistemului automat avînd funcţia de transfer exprimată prin relaţia (39) este reprezentată în figura 13.

Aceasta s-a obţinut prin rezolvarea ecuaţiei sistemului pentru diverse semnale sinusoidale, prin înlocuirea operatorului complex s prin $j\,\omega$ în funcţia de transfer, după cum urmează :

$$\frac{\theta}{X_p} = \frac{k}{j\omega \left[\frac{1}{\omega_n^2} (j\,\omega)^2 + \frac{2\,\delta}{\omega_n} (j\,\omega) + 1 \right]}. \tag{46}$$

Introducînd diverse valori ale frecvenţei în ecuaţia (43), se obţine diagrama NYQUIST în planul complex.

Se vede că, în conformitate cu criteriul NYQUIST, sistemul este stabil, locul de transfer în buclă deschisă neînconjurînd punctul de coordonate (—1, +j0).

Criteriul este aplicabil numai sistemelor care pot fi reprezentate prin ecuaţii diferenţiale liniare cu coeficienţi constanţi.

Prezentarea succintă a unor probleme legate de regimurile tranzitorii ale sistemului pus în discuţie reprezintă o primă fază în studiul acestor sisteme, necesitînd cercetări analitice şi experimentale, care vor fi dezvoltate în continuare în cadrul laboratorului de maşini de construcţii al Facultăţii de maşini şi utilaje pentru construcţii.

BIBLIOGRAFIE

[1] Savant C. J. : *Calculul sistemelor automate*, Editura tehnică, Bucureşti, 1967

[2] Lewis Ernest, Stern Hansjoerg : *Sisteme automate hidraulice*, Editura tehnică, Bucureşti, 1968

[3] Gibson : *Sisteme automate neliniare*, Editura tehnică, Bucureşti, 1968

[4] Mihăilescu Ştefan, Pătruţ P. : *Sisteme perfecţionate de acţionări hidrostatice ale maşinilor de terasamente*, Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 5/1969.

UNELE CONSIDERAŢII PRIVIND PROBLEMA REDUCERII CONSUMULUI DE LEMN LA LUCRĂRILE EDILITARE

Ing. GERHARD LIESS
Institutul „Proiect-Bucureşti“

Lucrările edilitare consumă în prezent mari cantităţi de material lemnos, care depăşesc cu mult consumurile normate actuale.

Pentru a face o analiză corectă a posibilităţilor de reducere a consumului actual de lemn, în vederea încadrării lui în consumurile normate, trebuie evidenţiate operaţiile consumatoare de lemn, în funcţie de natura lucrării edilitare — apă, canal sau termoficare.

În tabela 1 sînt prezentate rezultatele unei astfel de analize făcute pe proiecte elaborate în institutul Proiect-Bucureşti.

Din această analiză rezultă următoarele :

a) Consumurile normate de lemn sînt depăşite la diversele lucrări edilitare după cum urmează :

— la lucrările de alimentări cu apă de 2,42 ori,

— la lucrările de canalizare de 2,08 ori,

— la lucrările de termoficare de 1,98 ori.

b) La toate lucrările edilitare, lucrările de sprijinire a săpăturilor au cea mai mare pondere în consumul de lemn (între 54,2 şi 60,7 %).

În tabela 2 este prezentată situaţia completă a defalcării consumurilor de lemn pe operaţii.

Trebuie să remarcăm că aceste consumuri, prezentate în tabelele 1 şi 2, s-au realizat în condiţiile folosirii dulapilor metalici la lucrările de sprijiniri.

Analizîndu-se în detaliu ce elemente din cadrul operaţiilor menţionate mai sus duc la consum de lemn, se constată următoarele :

a) La lucrările de sprijiniri, chiar în condiţiile folosirii dulapilor metalici în locul celor de lemn, consumul de lemn este încă mare, ca urmare a folosirii şpraiţurilor şi filatelor de lemn.

b) La lucrările de săpături, consumul de lemn este dat de folosirea platformelor de lucru din lemn la săpături cu adîncimea peste 2,00 m.

Acest lucru rezultă clar din analizarea normelor Ts.

c) Lucrările de turnare a betoanelor impun folosirea unor platforme pe care este descărcat betonul din mijlocul de transport. Aceste platforme sînt prevăzute a se executa din lemn atît în analizele *C*, cît şi în analizele *Ac*. De asemenea, ţinînd seamă de specificul lucrărilor edilitare, care impun turnarea betonului la adîncimi mari, analizele *Ac* cuprind un consum de lemn necesar confecţionării jgheaburilor de turnare a betoanelor.

Faţă de această situaţie, reiese clar că, pentru a reduce consumul de lemn, este absolut necesar să înlocuim în totalitate lemnul din sprijiniri.

În acelaşi timp, platformele de lucru la săpături, precum şi platformele de descărcare a betonului vor trebui executate din alte materiale decît lemnul.

Pornind de la aceste observaţii, în cadrul Institutului Proiect—Bucureşti s-a elaborat un proiect care propune ca toate elementele sprijinirilor, precum şi platformele de lucru la săpături şi platformele de descărcare a betonului să se execute din metal.

În figura 1 este prezentată schema de alcătuire a unei sprijiniri executate în exclusivitate din elemente metalice. Se remarcă introducerea filatelor şi şpraiţurilor metalice, dulapii metalici fiind folosiţi şi în prezent cu deosebit succes, la toate lucrările de pe teritoriul oraşului Bucureşti.

În alcătuirea schemei de sprijinire s-a ţinut seamă de doi factori importanţi :

— Posibilitatea montării prefabricatelor care alcătuiesc structura de rezistenţă a canalului (fie termic, fie de canalizare) fără a fi necesară demontarea sprijinirii. S-a luat în consideraţie o lungime maximă a prefabricatului de 2,00 m.

— Folosirea la maximum a capacităţii de rezistenţă a elementelor de sprijinire metalică.

Analizîndu-se lăţimile de săpături utilizate la executarea diverselor lucrări edilitare, precum şi adîncimea de pozare a acestor reţele, s-a ajuns la concluzia ca filata să aibă o lungime fixă de 3,00 m, iar şpraiţurile să poată acoperi lăţimile variabile ale şanţului cuprinse între 0,90 şi 5,00 m. În acelaşi timp a rezultat că adîncimea maximă la care se vor folosi elementele sprijinirii va fi de 8,00 m (aceasta fiind adîncimea maximă la care se pozează reţelele de canalizare executate în transee deschisă), terenul putînd fi nisip sau argilă.

În figura 2 este prezentată filata metalică, avînd o secţiune casetată alcătuită din profile de tablă îndoite, produsă la Iaşi după STAS 7835-67.

În figura 3 este prezentat un şpraiţ metalic extensibil.

În cadrul proiectului elaborat de Proiect-Bucureşti sînt propuse patru tipuri de şpraiţuri extensibile, şi anume :

— tipul 1 avînd extensie între 900 — 1 500 mm ;

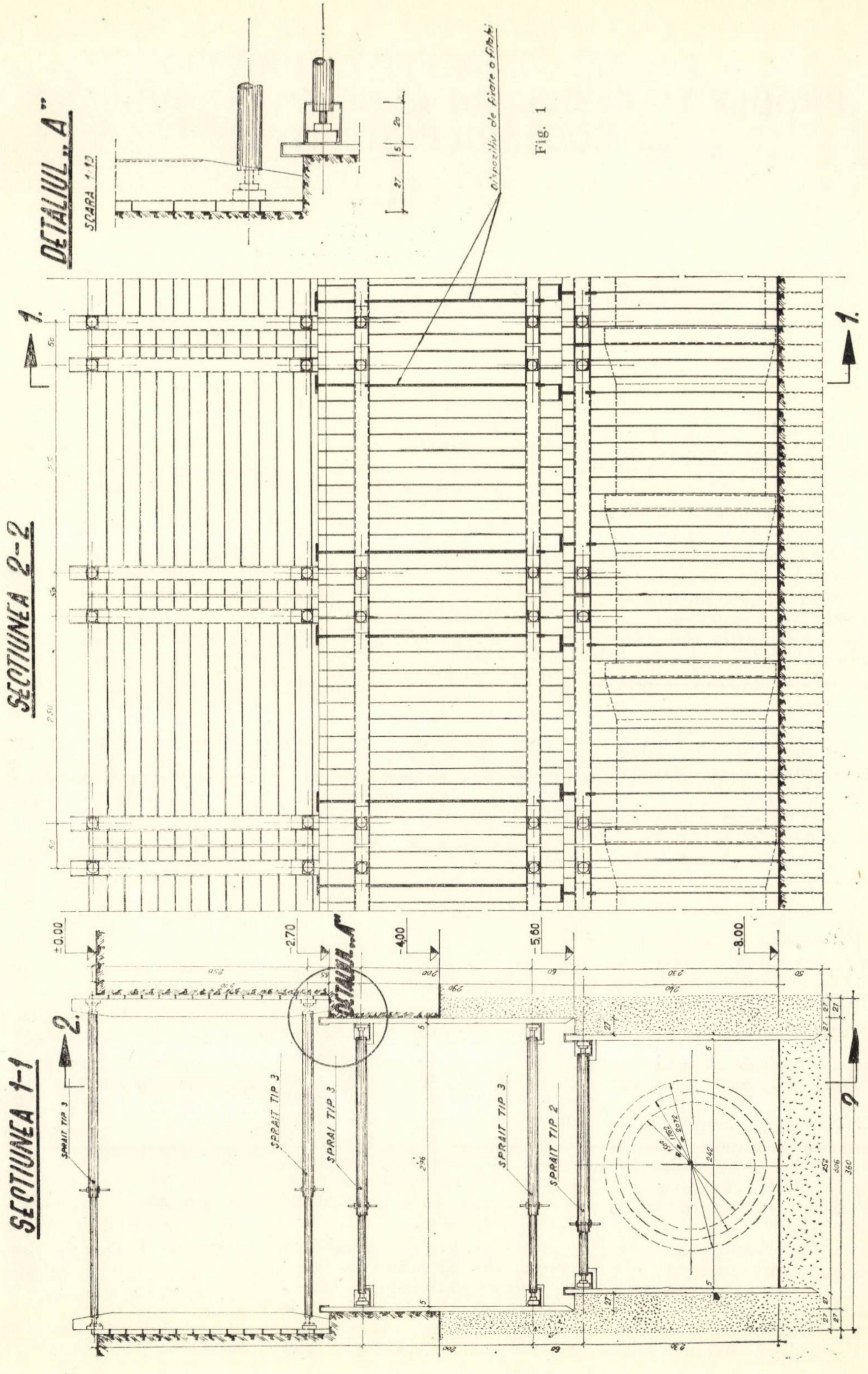

SECŢIUNEA 1-1
SECŢIUNEA 2-2
DETALIUL „A"
SCARA 1:10
Dispozitiv de fixare a filaţi
DETALIUL „A"
SPRAIT TIP 3
SPRAIT TIP 3
SPRAIT TIP 3
SPRAIT TIP 3
SPRAIT TIP 2
±0.00
-2.70
-4.00
-5.60
-8.00
1.
1.
2.
2.
27
5
20
250
55
200
60
230
50
296
242
252
306
360

Fig. 1

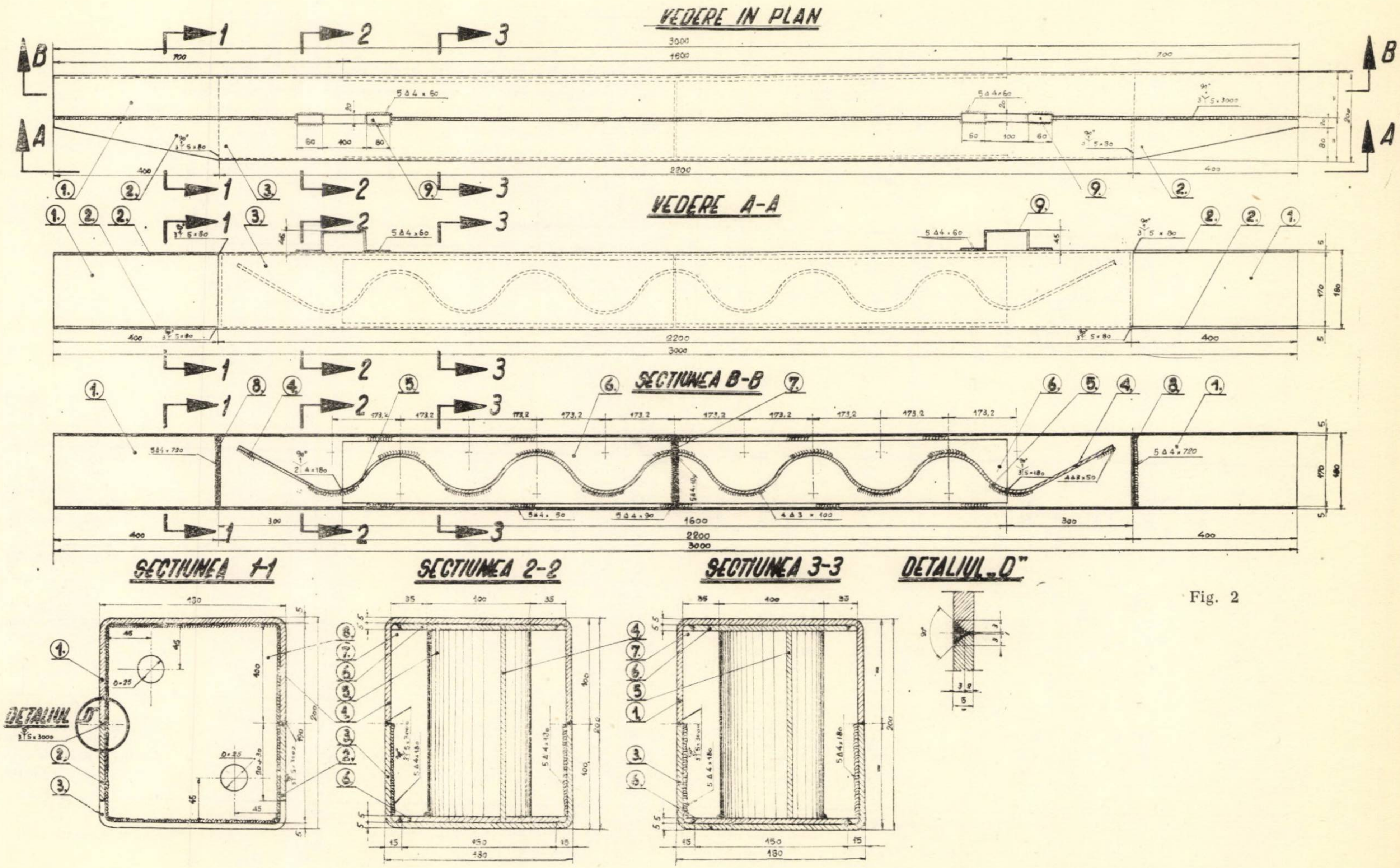

VEDERE IN PLAN
VEDERE A-A
SECTIUNEA B-B
SECTIUNEA 1-1
SECTIUNEA 2-2
SECTIUNEA 3-3
DETALIUL „D"
A
B
1
2
3
3000
2200
1600
700
400
300
180
170
5 Δ 4 × 60
3 ⅄ 5 × 80
3 ⅄ 5 × 3000
5 Δ 4 × 720
2 Δ 4 × 180
5 Δ 4 × 180
4 Δ 3 × 100
4 Δ 3 × 50
173,2
Ø 25
①
②
③
④
⑤
⑥
⑦
⑧
⑨

Fig. 2

Tabela 1

Denumirea proiectului	Consum normat de material lemnos. Norme an. 1971			Consum rezultat din proiecte														
				SPRIJINIRI			SĂPĂTURI			TURNĂRI BETOANE			ALTE OPERAȚII			TOTAL		
	Ecarisat	Rotund	Total	Ecarisat	Rotund	Total	Ecarisat	Rotund	Total	Ecarisat	Rotund	Total	Ecarisat	Rotund	Total	Ecarisat	Rotund	Total
REȚELE APĂ	58,5	39,0	97,5	35,1	91,9	127,0	15,9	13,3	29,2	3,1	—	3,1	36,6	26,5	63,1	90,7	131,7	222,4
Artera Nord-Titan	7,5	5,0	12,5	5,7	18,5	24,2	1,0	0,8	1,8	0,2	—	0,2	8,3	2,9	11,2	15,2	22,2	37,4
Pantelimon Est	25,2	16,8	42,0	12,0	36,3	48,3	12,3	8,3	20,6	0,7	—	0,7	26,1	12,3	38,4	51,1	56,9	108,0
Artera IV—Ferentari	91,2	60,8	152,0	52,8	146,7	199,5	29,2	22,4	51,6	4,0	—	4,0	71,0	41,7	112,7	157,0	210,8	367,8
TOTAL																		
REȚELE CANAL																		
Colector B2—B1	81,4	20,4	101,8	11,7	61,6	73,3	10,8	8,5	19,3	12,4	—	12,4	38,4	6,8	45,2	73,3	76,9	150,2
Colector 9 B2	48,1	12,0	60,1	8,4	35,4	43,8	6,8	4,3	11,1	5,4	—	5,4	32,0	—	32,0	52,6	39,7	92,3
Canal FCME	49,0	12,2	61,2	95,9	42,0	137,9	7,8	6,2	14,0	16,9	—	16,9	50,6	2,5	53,1	171,2	50,7	221,9
TOTAL	178,5	44,6	223,1	116,0	139,0	255,0	25,4	19,0	44,4	34,7	—	34,7	121,0	9,3	130,3	297,1	167,3	464,4
REȚELE TERMOFICARE																		
Drumul Taberei Micro 7—7′	37,4	24,9	62,3	15,4	49,6	65,0	9,4	7,5	16,9	5,1	—	5,1	14,3	3,7	18,0	44,2	60,8	105,0
Rețeaua Ștefan cel Mare	16,7	11,2	27,9	7,5	21,8	29,3	3,8	2,7	6,5	3,4	—	3,4	1,1	6,6	7,7	15,8	31,1	46,9
Sud I — Berceni	38,2	25,4	63,6	11,2	79,7	90,9	7,9	6,4	14,3	14,6	—	14,6	28,3	5,2	33,5	62,0	91,3	153,3
TOTAL	92,3	61,5	153,8	34,1	151,1	185,2	21,1	16,6	37,7	23,1	—	23,1	43,7	15,5	59,2	122,0	183,2	305,2

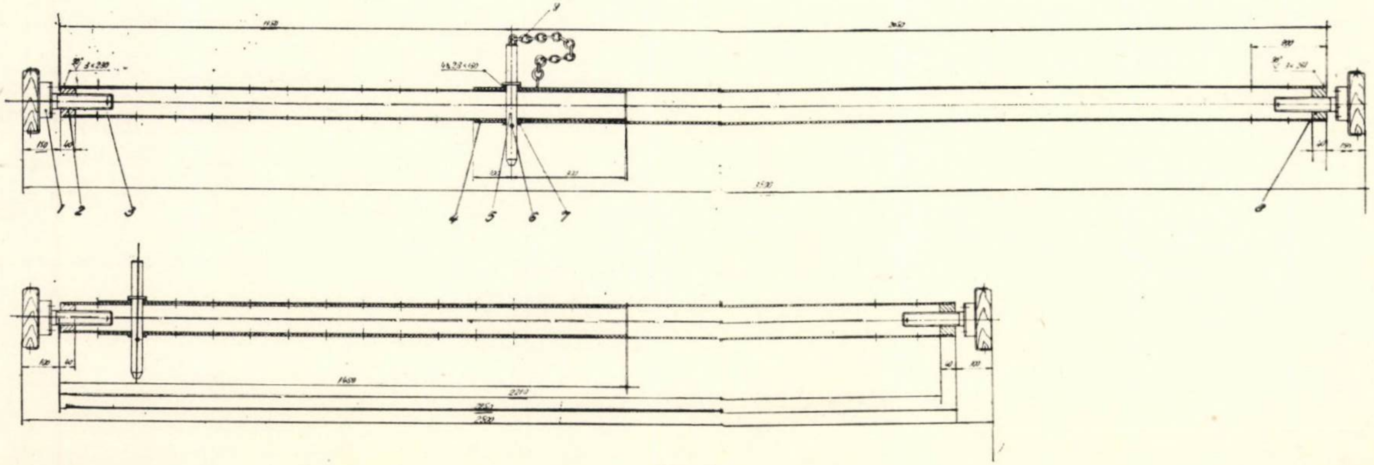


Fig. 3

Tabela 2

Denumirea lucrării edilitare	Consum de lemn m³/milion		Operații							
			Sprijiniri		Săpături		Turnări beton		Alte operații	
	Normat	Realizat	Cantit. m³/mil.	%	Cantit. m³/mil.	%	Cantit. m³/mil.	%	Cantit. m³/mil.	%
Apă	4,5	10,89	5,90	54,2	1,53	14,1	0,12	1,0	3,34	30,7
Canal	16,0	33,35	18,32	55,0	3,19	9,6	2,49	7,5	9,35	27,9
Termoficare	4,5	8,94	5,43	60,7	1,11	12,4	0,68	7,6	1,72	19,3

— tipul 2 avînd extensie între 1 400 — 2 500 mm;

— tipul 3 avînd extensie între 2 500 — 3 500 mm;

— tipul 4 avînd extensie între 3 500 — 5 000 mm.

Tipurile 1, 2, 3 pot rezista la o forță de compresiune de 10,0 t, iar tipul 4 (folosit la adîncimi mai mici) rezistă la o forță de 7,5 t.

Extensia în cadrul domeniului se obține prin intermediul unei macroextensii (din 100 în 100 mm) și a unei extensii continue prin folosirea unor filate la capătul șpraițurilor.

Așezarea corectă a șpraițului pe filată se asigură prin articulațiile tip genunchi de la capete. Greutatea șpraițului metalic este cuprinsă între 25 și 88 kg, fiind aproximativ egală cu greutatea șpraițului de lemn pe care îl înlocuiește.

În prezent s-au executat cîteva prototipuri a căror comportare este urmărită pe un șantier din București.

În cadrul proiectului amintit s-au mai proiectat platforme de lucru pentru lucrările de săpături, precum și platforme de descărcare a betonului.

Trebuie remarcat faptul că ideea folosirii platformelor de descărcare a betonului nu este nouă, ea fiind pusă în practică cu succes sub diverse forme, din inițiativa conducerii unor șantiere.

Analizîndu-se efectul introducerii acestor propuneri la aceleași proiecte menționate în tabela 1, s-au obținut rezultatele trecute în tabelele 3 și 4.

În tabela 3 este analizat consumul de lemn realizat după introducerea doar a sprijinirilor metalice (platformele pentru săpături și betoane executîndu-se în continuare din lemn).

În tabela 4 este analizat efectul aplicării tuturor propunerilor — sprijiniri și platforme metalice.

Este evident faptul că reducerea consumului de lemn se face pe seama sporirii consumului de metal. Din analizele făcute a rezultat că, în condițiile refolosirii elementelor metalice doar de 100 de ori, consumul de metal crește după cum urmează:

— la rețelele de apă de la consumul actual de 1,5 t/mil. la 2,7 t/mil.;

— la rețelele de canal de la 2,0 t/mil. la 4,7 t/mil.;

— la rețelele de termoficare de la 1,1 t/mil. la 1,8 t/mil.

Consumul actual de oțel este dat de folosirea dulapilor meta-

Tabela 3

Denumirea proiectului	Consum lemn normat m³	Consum lemn realizat în proiect m³	Consum nou realizat m³	Reduceri față de		Indice de consum m³/mil.		
				proiect %	norme %	Normat	Actual	Redus
REȚELE APĂ								
Artera Nord — Titan	97,5	222,4	94,7	57,5	2,8	4,5	10,3	4,4
Pantelimon Est	12,5	37,4	13,2	64,8	+5,5	4,5	13,0	4,6
Artera IV — Ferentari	42,0	108,0	60,7	43,6	+44,5	4,5	11,6	6,5
Total	152,0	367,8	168,6	54,0	+11,0	4,5	10,9	5,0
REȚELE CANAL								
Colector B2 — B1	101,8	150,2	74,7	50,3	26,5	16,0	23,6	11,7
Colector 9 B2	60,1	92,3	49,4	46,6	18,0	16,0	24,6	13,1
Canal FCME	61,2	221,9	85,0	61,6	+39,0	16,0	57,9	22,2
Total	223,1	464,4	209,1	55,0	6,3	16,0	33,4	15,0
REȚELE TERMOFICARE								
Drumul Taberei Micro 7 — 7′	62,3	105,0	39,9	61,9	36,0	4,5	7,6	2,9
Reț. Ștefan cel Mare	27,9	46,9	17,2	63,2	38,2	4,5	7,6	2,8
Sud I Berceni	63,6	153,3	62,6	59,1	1,6	4,5	10,9	4,4
Total	153,8	305,2	119,7	60,8	22,0	4,5	8,9	3,5

Tabela 4

Denumirea proiectului	Consum lemn normat m³	Consum lemn realizat în proiect m³	Consum nou realizat m³	Reduceri față de		Indice de consum m³/milion		
				proiect %	norme %	Normat	Actual	Redus
REȚELE APĂ								
Arteră Nord Titan	97,5	222,4	62,4	72,0	36,0	4,5	10,3	2,9
Pantelimon Est	12,5	37,4	11,2	70,0	10,0	4,5	13,0	3,9
Artera IV — Ferentari	42,0	108,0	39,4	63,6	6,3	4,5	11,6	4,2
Total	152,0	367,8	113,0	69,2	25,5	4,5	10,9	3,3
REȚELE CANAL								
Colector B2—B1	101,8	150,2	42,9	71,4	57,8	16,0	23,6	6,7
Colector 9 B2	60,1	92,3	32,9	64,4	45,3	16,0	24,6	8,8
Canal FCME	61,2	221,9	54,2	76,4	11,5	16,0	57,9	14,2
Total	223,1	464,4	130,0	72,0	41,8	16,0	33,4	9,3
REȚELE TERMOFICARE								
Drumul Taberei Micro 7—7′	62,3	105,0	17,9	82,9	71,2	4,5	7,6	1,3
Rețeaua Ștefan cel Mare	27,9	46,9	7,3	84,4	73,7	4,5	7,6	1,2
Sud I Berceni	63,6	153,3	33,6	78,1	47,2	4,5	10,9	2,4
Total	153,2	305,2	58,8	80,8	61,8	4,5	8,9	1,8

lici la lucrările de sprijinire a malurilor.

Normele de consum C.S.P. nu prevăd indici de consum de metal.

Cifra de 100 de refolosiri a fost luată în considerare pe baza experienței șantierelor care folosesc dulapi metalici, precum și datorită timpului destul de mare de imobilizare în lucrare a elementelor de sprijinire.

CONCLUZII

Consumul de material lemnos realizat în prezent la lucrările edilitare depășește consumul normat de 2 — 2,5 ori și se datorește în primul rînd folosirii elementelor de lemn la operațiile de sprijinire a malurilor săpăturii.

Această depășire se realizează în condițiile folosirii dulapilor metalici.

Reducerea consumului de lemn și încadrarea lui în indicii de consum C.S.P. sînt posibile prin înlocuirea tuturor elementelor de lemn, folosite încă la sprijiniri, cu elemente metalice. În același timp este necesar să se înlocuiască platformele de lucru folosite la lucrările de săpături, precum și platformele de descărcare a betonului, pentru executarea cărora normele *C*, *Ac* și *Ts* prevăd consum de lemn, cu platforme metalice, modificîndu-se în consecință normele.

În aceste condiții, consumul actual de lemn se poate reduce cu 60—80%.

Prin înlocuirea elementelor de lemn cu elemente metalice, consumul de metal crește, putînd ajunge la 4,7 t/mil., în funcție de numărul de refolosiri ale elementelor metalice.

Folosind metalul în locul lemnului se va înregistra și o sporire a costului lucrărilor cu cca 0,4 — 0,6%. Dacă acest spor nu este prea important și poate fi acceptat, ținînd seamă de importanța economisirii lemnului, trebuie totuși să atragem atenția asupra unui alt aspect și anume că dotarea întreprinderilor de construcții cu elemente de sprijinire (dulapi, filate și spraițuri) metalice și cu platforme metalice va necesita cantități foarte mari de metal, ceea ce va reprezenta de fapt o investiție foarte mare.

Se naște astfel contradicția : economisirea unui material deficitar, lemnul, prin folosirea unui alt material deficitar — metalul.

Deoarece problema prezintă o importanță mare, mai ales pentru întreprinderile de execuție, considerăm necesară efectuarea unei analize amănunțite, care să permită adoptarea unei decizii corespunzătoare.

Această analiză se impune cu atît mai mult cu cît, chiar și în ipoteza prefabricării totale a lucrărilor edilitare, consumul de lemn va depăși indicii normați, datorită faptului că acest consum este generat de lucrările pentru sprijinirea săpăturilor executate.

DIMENSIONAREA OPTIMĂ A STAŢIEI CENTRALE DE PREPARARE A APEI CALDE MENAJERE ÎN DOUĂ TREPTE

Ing. Şt. Vintilă şi ing. Dan Constantinescu
Facultatea de instalaţii
Institutul de construcţii Bucureşti
INCERC

I. INTRODUCERE

În sistemele de termoficare urbană proiectate şi executate în ultimii ani în ţara noastră s-a aplicat pe scară largă schema de preparare a apei calde menajere în două trepte, fiind cunoscute avantajele tehnico-economice pe care le oferă.

Instalaţia se compune, în principiu, din două schimbătoare de căldură de suprafeţe S_1, respectiv S_2, utilizînd ca agent termic primar apa fierbinte, racordate la reţeaua de termoficare pe conducta de întoarcere, respectiv de ducere (fig. 1) şi purtînd denumirea de prima şi respectiv a doua treaptă a staţiei centrale. Schimbătoarele de căldură sînt legate de obicei „în serie" pe circuitul apei calde menajere, din care cauză schema se mai numeşte „în două trepte serie".

Schimbătoarele de căldură pot fi de tip recuperativ sau cu acumulare şi, în lucrarea de faţă, ne vom referi numai la schimbătoarele de căldură recuperative, cu circulaţia agenţilor termici în contracurent.

În aval de staţia centrală are loc racordarea instalaţiilor interioare de încălzire centrală la reţeaua de termoficare, racordare care poate fi directă sau indirectă, utilizînd elevatoare, pompe de amestec sau schimbătoare de căldură.

Este cunoscut că, pentru dimensionarea staţiei centrale de preparare a apei calde menajere în două trepte, nu există o metodă unitară de calcul, deoarece sistemul de ecuaţii care exprimă bilanţul termic al staţiei centrale este nedeterminat. De aceea, începînd cu autoarea care a propus această schemă [1] şi continuînd cu ceilalţi autori [2], [3], [5], [8], s-au propus diferite metode aproximative de calcul, pe baza cărora s-a efectuat dimensionarea schimbătoarelor de căldură ale celor două trepte.

Trebuie arătat că soluţia optimă pentru dimensionarea staţiei centrale se poate obţine pe baza unui calcul tehnico-economic de ansamblu, în care să fie luate în consideraţie cheltuielile totale anuale minime de investiţie şi de exploatare ale staţiei centrale, ale reţelei de termoficare, instalaţiilor interioare de încălzire centrală şi ale izolaţiilor termice ale construcţiilor dotate cu încălzire centrală. În cursul acestui calcul tehnico-economic ar putea fi determinate nu numai suprafeţele optime ale schimbătoarelor de căldură din staţia centrală ci şi alte mărimi termice, hidraulice, geometrice etc., care intervin în cursul dimensionării elementelor arătate mai sus. Desigur că un asemenea calcul tehnico-economic este extrem de laborios şi nu va fi dezvoltat în această lucrare.

Metoda de calcul ce va fi propusă în continuare se va referi la stabilirea suprafeţelor optime ale schimbătoarelor de căldură, în condiţiile unui cost total anual minim de investiţie şi de exploatare a staţiei centrale.

II. NOTAŢII

În cursul expunerii se vor utiliza următoarele notaţii :

Q — debitul total de căldură necesar pentru prepararea apei calde menajere, în kcal/h ;

Q_1 ; Q_2 — debitele de căldură pentru prepararea apei calde menajere în prima, respectiv a doua treaptă, în kcal/h ;

P — costul total de investiţie al staţiei centrale, în lei ;

C_1 — cota cheltuielilor anuale de amortizare a staţiei centrale, în % din P ;

C_2 — cota cheltuielilor anuale pentru reparaţii curente şi revizii periodice ale staţiei centrale, în % din P ;

E_1 ; E_2 — costul anual al energiei electrice consumate de pompe pentru vehicularea agenţilor termici primari şi secundari, din prima, respectiv din a doua treaptă, în lei/an ;

e — costul unui kilowatoră, în lei;

t — perioada de funcționare a schimbătoarelor de căldură din stația centrală, în ore;

S; S_1; S_2 — suprafața totală de schimb de căldură, respectiv din prima și din a doua treaptă, în m²;

G_1; G_2 — debitele de apă fierbinte din prima, respectiv a doua treaptă, în kgf/h;

G_a — debitul de apă caldă menajeră, în kgf/h;

δ_{Am} — grosimea peretelui țevii de alamă, în m;

λ_{Am} — coeficientul de conductibilitate termică al alamei, în kcal/mhgrd;

Nu; Re; Pr — criterii de similitudine denumite, respectiv, după Nusselt, Reynolds și Prandtl;

w_1; w_2 — vitezele de circulație ale apei fierbinți în prima, respectiv în a doua treaptă, în m/s;

w_a — viteza de circulație a apei calde menajere, în m/s;

l — lungimea țevilor, în m;

n — numărul de țevi ale unui tronson;

d_i; d_{ech} — diametrul interior al țevilor, respectiv diametrul echivalent între țevi, în m;

D_i — diametrul interior al mantalei exterioare a aparatului, în m;

λ_1; λ_2; λ_a — coeficienții de conductibilitate termică ai apei fierbinți în prima, respectiv în a doua treaptă și al apei calde menajere, în kcal/mhgrd;

γ_1; γ_2; γ_a — greutățile specifice ale apei fierbinți în prima, respectiv în a doua treaptă și a apei calde menajere, în kgf/m³;

c_1; c_2; c_a — căldurile specifice ale apei fierbinți în prima, respectiv în a doua treaptă și a apei calde menajere, în kcal/kgfgrd;

ν_1; ν_2; ν_a — coeficienții de vîscozitate cinematică ai apei fierbinți în prima, respectiv în a doua treaptă și al apei calde menajere, în m²/s;

a_1; a_2; a_a — coeficienții de difuzivitate de temperatură ai apei fierbinți în prima, respectiv în a doua treaptă și al apei calde menajere, în m²/s;

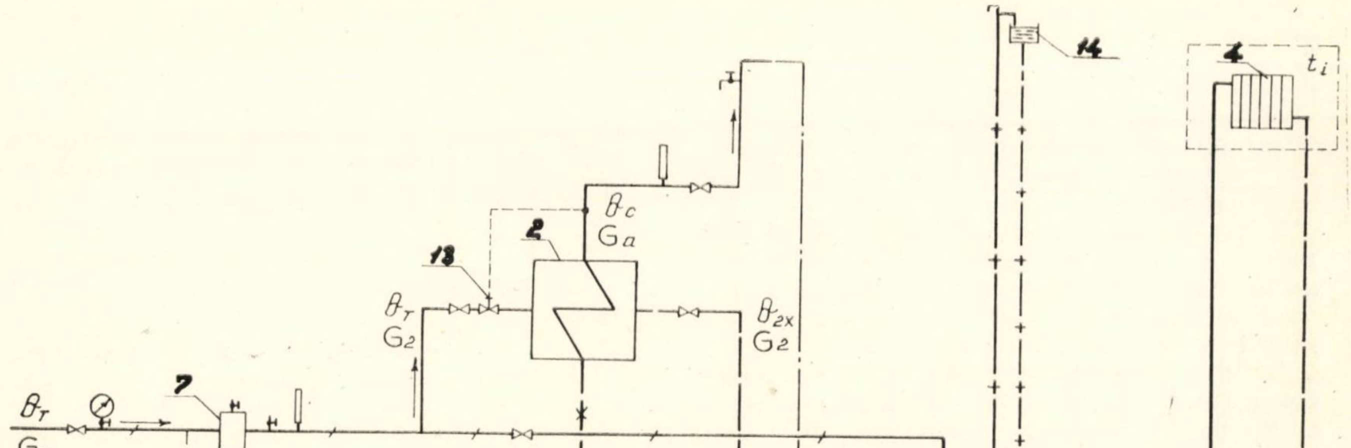


Fig. 1. Schema stației centrale de preparare a apei calde menajere în două trepte:

1 — schimbătorul de căldură al treptei întîi; 2 — schimbătorul de căldură al treptei a doua; 3 — schimbătorul de căldură pentru instalația interioară de încălzire centrală; 4 — corp de încălzire; 5 — pompă de circulație a apei calde menajere; 6 — pompă de circulație a apei calde pentru încălzire; 7 — separator de nămol; 8 — ventil de siguranță; 9 — manometru; 10 — termometru; 11 — contor pentru apă rece; 12 — contor de căldură; 13 — termoregulator; 14 — vas de expansiune.

ξ_1; ξ_2; ξ_a — coeficienţii de frecare ai apei fierbinţi în prima, respectiv a doua treaptă şi al apei calde menajere;

η_{s1}; η_{s2} — randamentele schimbătoarelor de căldură din prima, respectiv din a doua treaptă;

η_1; η_2; η_a — randamentele pompelor pentru vehicularea apei fierbinţi în prima, respectiv în a doua treaptă şi pentru vehicularea apei calde menajere;

N_1; N_2 — puterea electrică consumată de pompe pentru vehicularea apei fierbinţi în prima, respectiv în a doua treaptă, în kW;

N_{a1}; N_{a2} — puterea electrică consumată pentru vehicularea apei calde menajere în prima, respectiv în a doua treaptă, în kW;

Δp_1; Δp_2 — pierderile totale de sarcină pe traseul apei fierbinţi în prima, respectiv în a doua treaptă, în kgf/m²;

Δp_{a1}; Δp_{a2} — pierderile totale de sarcină pe traseul apei calde menajere în prima, respectiv în a doua treaptă;

θ_a; θ_c — temperaturile apei calde menajere la intrarea în prima treaptă şi la ieşirea din treapta a doua, în °C;

θ_x — temperatura intermediară a apei calde menajere, în °C;

θ_T; θ_R — temperaturile apei fierbinţi pe conducta principală de ducere, respectiv de întoarcere, în °C;

θ_{1x}; θ_{2x} — temperaturile apei fierbinţi la ieşirea din prima, respectiv din a doua treaptă, în °C;

k_1; k_2 — coeficienţii globali de transmitere a căldurii pentru schimbătoarele din prima, respectiv a doua treaptă, în kcal/m²hgrd;

α_{i1}; α_{i2} — coeficienţii de schimb superficial de căldură la interiorul ţevilor schimbătoarelor din prima, respectiv a doua treaptă, în kcal/m²hgrd;

α_{ei}; α_{e2} — coeficienţii de schimb superficial de căldură la exteriorul ţevilor din prima, respectiv a doua treaptă, în kcal/m²hgrd.

III. STABILIREA ŞI REZOLVAREA ECUAŢIILOR PENTRU DIMENSIONAREA OPTIMĂ A STAŢIEI CENTRALE PENTRU PREPARAREA APEI CALDE MENAJERE ÎN DOUĂ TREPTE

În cursul dimensionării optime a staţiei centrale pentru prepararea apei calde menajere în două trepte-serie, în condiţiile existenţei unei game de schimbătoare de căldură geometric construite, apar, în principal, următoarele mărimi necunoscute: θ_x, θ_{1x}, θ_{2x} şi w_2.

Pentru determinarea valorilor optime ale acestor mărimi, de care depind suprafeţele de schimb de căldură S_1 şi S_2, vom exprima suma cheltuielilor totale anuale legate de investiţia şi de exploatarea staţiei centrale:

$$f(\theta_x, \theta_{1x}, \theta_{2x}, w_2) = \frac{C_1 + C_2}{100} P + E_1 + E_2 \qquad (1)$$

şi vom pune condiţia de minim pentru această sumă. Trebuie ţinut seamă însă că variabilele θ_x, θ_{1x}, θ_{2x} şi w_2 nu sînt independente, ele fiind legate prin relaţiile de bilanţ termic ale celor două trepte ale staţiei centrale, şi anume:

— pentru treapta întîi:

$$Q_1 = \eta_{s1} G_1 c_1 (\theta_R - \theta_{1x}) = G_a c_a (\theta_x - \theta_a) = k_1 S_1 (\Delta\theta)_{m1} \qquad (2)$$

— pentru treapta a doua:

$$Q_2 = \eta_{s2} G_2 c_2 (\theta_T - \theta_{2x}) = G_a c_a (\theta_c - \theta_x) = k_2 S_2 (\Delta\theta)_{m2}. \qquad (3)$$

De asemenea, există relaţia evidentă:

$$Q = Q_1 + Q_2 = G_a c_a (\theta_c - \theta_a). \qquad (4)$$

În ecuaţiile (2) şi (3) apar unele mărimi cunoscute (ca de exemplu: η_{s1}, η_{s2}, c_1, c_2, c_a

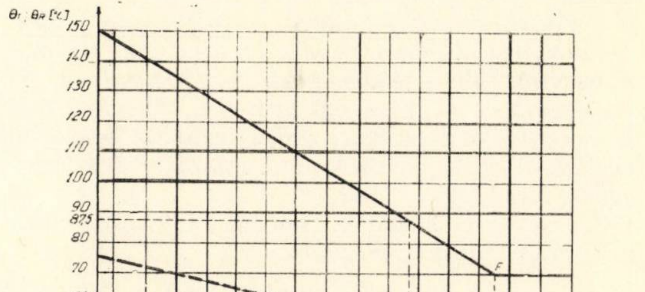


Fig. 2. Graficul de reglaj al temperaturilor apei fierbinţi şi curba clasată a temperaturilor exterioare

etc.), precum şi unele mărimi care se pot determina în felul următor :

— debitul de apă fierbinte din prima treaptă G_1 se ia egal cu debitul de apă care circulă prin reţeaua de termoficare G_T şi care poate fi determinat [8], cunoscînd sarcina de încălzire pentru un număr dat de apartamente convenţionale şi parametrii termici nominali ai apei fierbinţi ;

— temperaturile θ_T şi θ_R ale apei fierbinţi pot fi determinate din graficul de reglaj calitativ (fig. 2) în funcţie de variaţia temperaturii exterioare t_e şi ţinînd seamă de curba clasată a temperaturilor exterioare (fig. 2).

Astfel, în calculul de optimizare pot fi luate temperaturile θ_T şi θ_R la temperatura exterioară medie t_{em} şi apoi să se studieze deplasarea punctului de optim cînd temperaturile θ_T şi θ_R ating valorile nominale, respectiv ale punctului de frîngere al graficului de reglaj calitativ.

În continuare, pentru a rezolva problema propusă, este necesar să stabilim o relaţie funcţională între costul total al staţiei centrale P şi suprafaţa de schimb de căldură S :

$$P = P(S). \tag{5}$$

În acest scop, cunoscînd o gamă de schimbătoare de căldură de suprafeţe s_j şi de costuri P_j, unde $j = 1 \ldots n$, se poate folosi o dezvoltare în serie [9] a funcţiei (5) sau se poate utiliza o formulă de interpolare cu diferenţe finite. Vom aplica a doua metodă, ca fiind mai simplă, şi ne vom folosi de observaţia că, pentru schimbătoarele de căldură tip IPB (fig. 3), care sînt în prezent larg utilizate pentru staţiile centrale, suprafeţele de schimb de căldură sînt progresie aritmetică [10].

În această situaţie, notînd cu r raţia progresiei aritmetice, se poate scrie :

$$P(S) = [P(s_1) + \frac{(S - s_1)}{r} \cdot \frac{P(s_1 + r) - P(s_1)}{1!} + \\ + \frac{(S-s_1)(S-s_2)}{r^2} \cdot \frac{P(s_1+2r) - 2P(s_1+r) + P(s_1)}{2!} + \\ + \frac{(S - s_1)(S - s_2)(S - s_3)}{r^3} \times \\ \times \frac{P(s_1+3r) - 3P(s_1 + 2r) + 3P(s_1 + r) - P(s_1)}{3!} + \\ + \ldots + \frac{(S - s_1)(S - s_2)\ldots(S - s_n)}{r^n} \cdot \frac{P(s_1)}{n!} \tag{6}$$

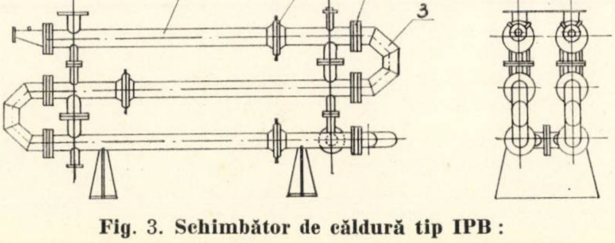


Fig. 3. Schimbător de căldură tip IPB :
1 — tronson ; 2 — flanşe ; 3 — piesă de legătură ; 4 — compensator lenticular.

în care, în general, pentru $j = 1 \ldots n$, avem diferenţa de ordinul j a polinomului $P(S)$:

$$P(s_1) = P(s_1 + jr) - C_j^1 P[s_1 + r(j - 1)] + \\ C_j^2 P[s_1 + r(j - 2)] + \ldots + (-1)^j C_j^j P(s_1) \tag{7}$$

unde $C_j^1, C_j^2, \ldots$ sînt coeficienţii binominali din dezvoltarea binomului lui Newton. Este de observat că, pentru majoritatea cazurilor practice, aplicarea relaţiei (6) duce la funcţii P = P(S) care pot fi considerate în practică, cu suficientă exactitate, ca lineare [9]. De exemplu, pentru schimbătoarele de căldură tip IPB, B — 85 Am cu 6 tronsoane, [10], se obţine :

$$P(S) = 73.767 - 2376\,S + 72{,}14\,S^2 - \\ - 0{,}778\,S^3 + 0{,}0031\,S \tag{8}$$

şi, admiţînd variaţia liniară :

$$P(S) = 73.767 - 2376\,S, \tag{9}$$

se vede că aproximaţia este mică, şi din relaţiile (8) şi (9) se poate calcula şi eroarea comisă.

În mod analog pot fi calculate funcţiile P = P(S) pentru orice tip constructiv de schimbătoare de căldură, şi scriind în general :

$$P(S) = b_0 + b_1 S \tag{10}$$

şi înlocuind în relaţia (2), obţinem ;

$$f(\theta_x, \theta_{1x}, \theta_{2x}, w_2) = \frac{C_1 + C_2}{100}(b_0 + b_1 S) + E_1 + E_2. \tag{11}$$

Pentru staţia centrală avem :

$$S = S_1 + S_2, \tag{12}$$

şi din relaţiile (2) şi (3) obţinem :

$$S_1 = \frac{G_a c_a(\theta_x - \theta_a)}{k_1 (\Delta\theta)_{m1}} ; S_2 = \frac{G_a c_a(\theta_c - \theta_x)}{k_2 (\Delta\theta)_{m2}} \tag{13}$$

în care se înlocuiesc diferenţele medii logaritmice de temperatură (fig. 4 şi fig. 5) :

$$(\Delta\theta)_{m1} = \frac{(\theta_{1x} - \theta_a) - (\theta_R - \theta_x)}{ln \dfrac{\theta_{1x} - \theta_a}{\theta_R - \theta_x}} \tag{14}$$

$$(\Delta\theta)_{m2} = \frac{(\theta_{2x} - \theta_x) - (\theta_T - \theta_c)}{ln \dfrac{\theta_{2x} - \theta_x}{\theta_T - \theta_c}} \tag{15}$$

şi coeficienţii globali de transmitere a căldurii :

$$k_1 = \varphi \frac{1}{\dfrac{1}{\alpha_{i1}} + \dfrac{\delta A_m}{\lambda A_m} + \dfrac{1}{\alpha_{e1}}} ; k_2 = \varphi \frac{1}{\dfrac{1}{\alpha_{i2}} + \dfrac{\delta A_m}{\lambda A_m} + \dfrac{1}{\alpha_{e2}}} \tag{16}$$

în care φ este un factor de corecţie care ţine seamă de rezistenţa termică a stratului de piatră care se depune pe ţevi în timpul funcţionării aparatelor de contracurent [8].

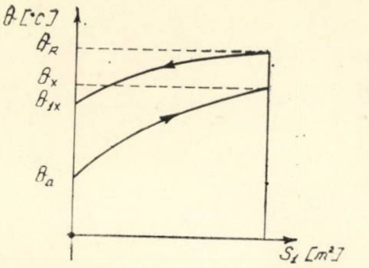


Fig. 4. Variaţia temperaturilor cu suprafaţa schimbătorului de căldură din treapta întîi

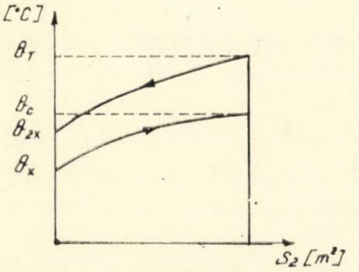


Fig. 5. Variaţia temperaturilor cu suprafaţa schimbătorului de căldură din treapta a doua

Pentru coeficienţii de schimb superficial de căldură α_{i1}, α_{e1}, α_{i2}, α_{e2} se utilizează relaţiile criteriale corespunzătoare pentru regimul de curgere turbulent în ţevi, respectiv în spaţiul dintre ţevi ($Re > 10^4$), şi pentru $0 < Pr < 2500$ cu $l/d \geqslant 50$ unde d ia valoarea d_i pentru circulaţia agenţilor termici în ţevi şi d_{ech} pentru circulaţia în spaţiul dintre ţevi, după Miheev, se recomandă formula generală :

$$\alpha = \frac{\lambda}{d}\ Nu = \frac{\lambda}{d}\ C Re^m\ P_r^n \tag{17}$$

unde, în condiţiile de mai sus : $C = 0{,}023$; $m = 0{,}8$; $n = 0{,}4$.

În cazul particular al schimbătoarelor de căldură tip IPB-B—85 Am, care sînt cel mai des folosite în practică, se utilizează pentru calcularea coeficienţilor α_{i1} şi α_{e1} relaţiile linearizate [8] :

$$\alpha_{i1} = \left(1432 + 15{,}5\ \frac{\theta_a + \theta_x}{2}\right)\frac{w_a^{0.8}}{d_i^{0.2}} \tag{18}$$

$$\alpha_{e1} = \left(1616 + 11{,}8\ \frac{\theta_{1x} + \theta_R}{2}\right)\frac{w_1^{0.8}}{d_{ech}^{0.2}}. \tag{19}$$

Înlocuind în relaţia (19) temperatura θ_{1x} dedusă din relaţia (2) :

$$\theta_{1x} = \theta_R - \frac{G_a c_a}{\eta_{s1} G_1 c_1}\ (\theta_x - \theta_a) \tag{20}$$

se obţine :

$$\alpha_{e1} = \left(1616 + 11{,}8\ \theta_R - 5{,}9\ \frac{G_a c_a}{\eta_{s_i} G_1 c_1}\right) \times$$

$$\times\ (\theta_x - \theta_a)\ \frac{w_1^{0.8}}{d_{ech}^{0.2}} \tag{21}$$

Înlocuind relaţiile (18) şi (21) în expresia coeficientului global de transmitere a căldurii k_1, se observă că acesta va depinde numai de temperatura θ_x. Pentru domeniul uzual de variaţie al temperaturii intermediare :

$$15 < \theta_x < 45 \tag{22}$$

şi pentru datele din exemplul de calcul (vezi pct. IV) în figura 6 s-a reprezentat grafic variaţia coeficientului global de transmitere a căldurii pentru schimbătorul treptei întîi. Din figura 6 se vede că, practic, k_1 poate fi considerat constant, în calculele practice luîndu-se o valoare medie (în exemplul de calcul :

$1754 < k_1 < 1801$ şi se poate lua valoarea medie $k_1 = 1785\ \frac{\text{kcal}}{\text{m}^2\text{hgrd}}$ în care caz eroarea este sub 2,5%).

În continuare, vom exprima cheltuielile totale anuale ale energiei electrice consumate pentru vehicularea agenţilor termici în fiecare din cele două trepte, E_1, respectiv E_2, astfel :

$$E_1 = te\,(N_1 + N_{a1}) = te\left(\frac{G_1\,\Delta\,p_1}{3600\ 102\ \ \eta_1\ \gamma_1} + \right.$$

$$\left. + \frac{G_{1a}\,\Delta\,P_{a1}}{3600\ 102\ \ \eta_a\,\gamma_a}\right) \tag{23}$$

$$E_2 = te\ (N_2 + N_{a2}) = te\left(\frac{G_2\,\Delta\,p_2}{3600\ 102\ \ \eta_2\ \gamma_2} + \right.$$

$$\left. + \frac{G_a\Delta\ p_{a2}}{3\,600\ 102\ \ \eta_a\,\gamma_a}\right) \tag{24}$$

în care pierderile de sarcină pe traseul agentului termic primar, respectiv secundar, în fiecare

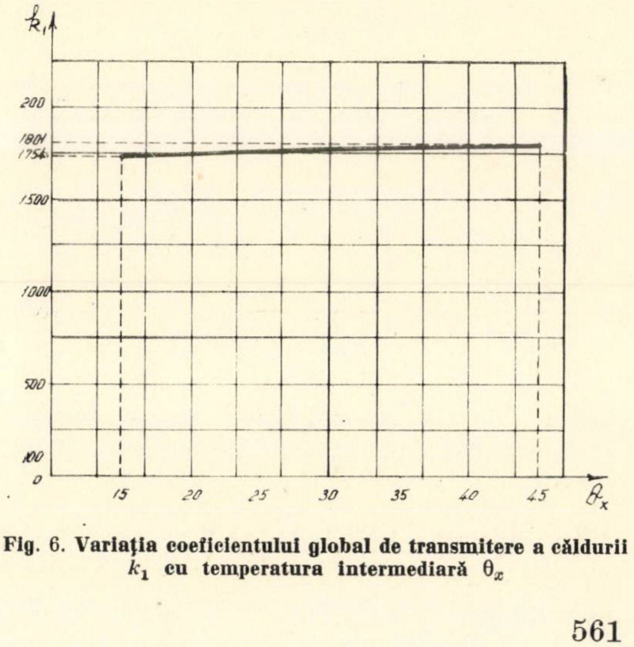


Fig. 6. Variaţia coeficientului global de transmitere a căldurii k_1 cu temperatura intermediară θ_x

din cele două trepte se determină cu relaţia generală cunoscută :

$$\Delta p = \left(\frac{\xi_l}{d} + \Sigma\zeta\right)\frac{w^{2}\gamma}{2g} \tag{25}$$

care ia forme corespunzătoare pentru cazul circulaţiei agenţilor termici în ţevi, respectiv în spaţiul dintre ţevi.

Ţinînd seamă de relaţiile (12) ... (25), funcţia de cost (1), devine :

$$f(\theta_x,\ \theta_{1x}\ \theta_{2x},\ w_2) = A_0 + A_1 \times$$

$$\times \frac{\theta_x - \theta_a}{(\theta_{1x} - \theta_a) - (\theta_R - \theta_{1x})}\, 1n \frac{\theta_{1x} - \theta_a}{\theta_R - \theta_x} +$$

$$+ A_2 \frac{A_3 w_2^{0.8} + A_4}{w_2^{0.8}} \cdot \frac{\theta_c - \theta_x}{(\theta_{2x} - \theta_x) - (\theta_T - \theta_c)} \times$$

$$\times\ 1n \frac{\theta_{2x} - \theta_x}{\theta_T - \theta_c} + A_5 w_2^3 \tag{26}$$

în care mărimile constante în raport cu cele supuse optimizării s-au notat astfel :

$$A_0 = \frac{b_0(C_1 + C_2)}{100} + \frac{te}{3600.102}\left(\frac{G_1 \Delta p_1}{\eta_1\gamma_1} + \right.$$

$$\left. + \frac{G_a\, \Delta\, p_{a1}}{\eta_a\gamma_a} + \frac{G_a\, \Delta\, p_{a2}}{\eta_a\gamma_a}\right) \tag{27}$$

$$A_1 = \frac{b_1\,(C_1 + C_2}{100} \cdot \frac{G_a c_a}{k_1};\ A_2 = A_1 k_1;\ A_3 =$$

$$= \frac{1}{\varphi}\left(\frac{1}{\alpha_{a_2}} + \frac{\delta_{Am}}{\lambda_{Am}}\right); \tag{28}$$

$$A_4 = \frac{1}{\varphi} \cdot \frac{1}{0{,}023 \frac{\lambda_2}{d_{ech}} \cdot \left(\frac{d_{ech}}{\nu_2}\right)^{0.8} \left(\frac{\nu_2}{a_2}\right)^{0{,}4}} \tag{29}$$

$$A_5 = \frac{te}{3600 \cdot 102\eta_2} \cdot \frac{\pi}{4}\,(D_i^2 - nd_e^2)\left(\frac{\xi_{2l}}{d_{ech}} + \right.$$

$$\left. + \Sigma\zeta_2\right)\frac{\gamma_2}{2g}. \tag{30}$$

Introducînd valorile necunoscutelor θ_{1x} şi θ_{2x} din ecuaţiile (2) şi (3) în funcţia (26), se obţine succesiv :

$$\theta_{1x} = \theta_R - A_6(\theta_x - \theta_a);\ \ \theta_{2x} = \theta_T - A_7 \frac{\theta_c - \theta_x}{w_2} \tag{31}$$

în care :

$$A_6 = \frac{G_a c_a}{\eta_{s1} G_1 c_1};\ A_7 = \frac{G_a c_a}{3\,600\, \frac{\pi}{4}\,(D_i^2 - nd_e^2)\gamma_2}, \tag{32}$$

funcţia (26) transformîndu-se într-o funcţie de două variabile independente θ_x şi w_2, avînd expresia :

$$F\,(\theta_x, w_2) = A_0 + A_8\, ln\left(1 + A_9 \frac{\theta_x - \theta_a}{\theta_R - \theta_x}\right) +$$

$$+ A_2 \frac{A_3 w_2^{0.8} + A_4}{w_2^{0.8}} \cdot \frac{w_2}{w_2 - A_7} \cdot ln\left(1 + \frac{w_2 - A_7}{w_2} \cdot \right.$$

$$\left. \cdot \frac{\theta_c - \theta_x}{A_{10}}\right) + A_5 w_2^3 \tag{33}$$

în care

$$A_8 = \frac{A_1}{1 - A_6};\ A_9 = \frac{A_1}{A_8};\ A_{10} = \theta_T - \theta_c \tag{34}$$

Valorile optime θ_x şi w_2 se obţin din condiţiile de minim pentru funcţia (33), şi anume :

$$\frac{\partial F\,(\theta_x, w_2)}{\partial\theta_x} = 0;\ \frac{\partial F(\theta_x, w_2)}{\partial w_2} = 0 \tag{35}$$

$$\left[\frac{\partial^2 F\,(\theta_x,\ w_2)}{\partial\theta_x\ \cdot \partial w_2}\right]^2 - \frac{\partial^2 F\,(\theta_x,\ w_2)}{\partial\theta_x^2} \cdot$$

$$\cdot \frac{\partial^2 F\,(\theta_x,\ w_2)}{\partial w_2^2} < 0 \tag{36}$$

cu condiţiile :

$$\frac{\partial^2 F\,(\theta_x,\ w_2)}{\partial\theta_x^2} > 0;\ \frac{\partial^2 F\,(\theta_x,\ w_2)}{\partial w_2^2} > 0. \tag{37}$$

În mod explicit, ecuaţiile (35) au forma :

$$\frac{\partial F\,(\theta_x, w_2)}{\partial\theta_x} = \frac{A_{11}}{(\theta_R - \theta_x)^2} \cdot \frac{1}{A_6 + \frac{A_{12}}{\theta_R - \theta_x}} -$$

$$- A_{13} \frac{A_3 w_2{}^{0.8} + A_4}{w_2^{0.8}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{w_2 - A_7}{w_2} \cdot \frac{\theta_c - \theta_x}{A_{10}}} = 0 \tag{38}$$

$$\frac{\partial F\,(\theta_x, w_2)}{\partial w_2} = -\frac{A_{14}}{w_2^{1.8}} \cdot \frac{w_2}{w_2 - A_7} ln\left((1 + \frac{w_2 - A_7}{w_2} \cdot \right.$$

$$\left. \cdot \frac{\theta_c - \theta_x}{A_{10}}\right) + \frac{A_3 w_2{}^{0.8} + A_4}{w_2^{0.8}} \cdot \frac{A_{15}}{(w_2 - A_7)^2} ln\left(1 + \right.$$

$$\left. + \frac{w_2 - A_7}{w_2} \cdot \frac{\theta_c - \theta_x}{A_{10}}\right) + \frac{w_2}{w_2 - A_7} \cdot \frac{A_6 w_2{}^{0.8} + A_4}{w_2^{0.8}} \cdot$$

$$\frac{A_{16}\,(\theta_c - \theta_x)}{w_2^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{w_2 - A_7}{w_2} \cdot \frac{\theta_c - \theta_x}{A_{10}}} + 3A_5 w_2^2 = 0 \tag{39}$$

în care au fost notate constantele :

$$A_{11} = A_1\,(\theta_R - \theta_a);\ A_{12} = \frac{A_{11}}{A_8};\ A_{13} = \frac{A_2}{A_{10}};$$

$$A_{14} = 0{,}8\ A_2 A_4;\ A_{15} = A_2 A_7;\ \ A_{16} - A_7 A_{13};$$

$$A_{17} = \frac{A_{10}\,(\theta_R - \theta_a)}{k_1}. \tag{40}$$

Din ecuaţia (38), după efectuarea calculelor, se obţine ;

$$B_1(\theta_R - \theta_x)^2 + B_2(\theta_R - \theta_x) - B_3 = 0, \quad (41)$$

ecuaţie de gradul doi a cărei singură rădăcină care corespunde problemei puse este :

$$\theta_x = \theta_R + \frac{B_2}{2B_1} - \frac{\sqrt{B_2^2 + 4\ B_1 B_3}}{2B_1} \quad (42)$$

în care coeficienţii B_1, B_2, B_3 nu depind de θ_x, avînd expresiile :

$$B_1 = \frac{A_3 w_2{}^{0.8} + A_4}{w_2^{0,8}} \cdot \frac{A_6 A_{10} w_2}{w_2 - A_7}; \; B_2 = \frac{A_{12}}{A_6} \cdot B_1 - A_{17} \quad (43)$$

$$B_3 = \frac{A_{10} A_7 w_2}{w_2 - A_7} - A_{17}(\theta_R - \theta_c). \quad (44)$$

Înlocuind valoarea temperaturii θ_x din relaţia (42) în ecuaţia (39) se obţine, după efectuarea tuturor calculelor, valoarea optimă a vitezei de circulaţie w_2 a agentului termic primar în treapta a doua. Cu valorile optime determinate pentru θ_x şi w_2, din relaţiile (31) se determină temperaturile θ_{1x} şi θ_{2x}, după care se calculează suprafeţele de schimb de căldură ale celor două trepte, cu relaţiile (13).

Tabela 1

Datele iniţiale de calcul

Mărimea	Unitatea de măsură	Valoarea de calcul	Mărimea	Unitatea de măsură	Valoarea de calcul
θ_T	°C	87,5	d_{ech}	m	0,0332
θ_R	°C	52,5	w_1	m/s	0,71
θ_a	°C	10	w_a	m/s	0,85
θ_c	°C	60	γ_1	kgf/m³	993
b_0	—	28,034	γ_2	kgf/m³	980
b_1	—	−3 183	γ_a	kgf/m³	997
$\frac{C_1 + C_2}{100}$	—	0,15	λ_{Am}	kcal/m hgrd	92
t	ore/an	8 500	δ_{Am}	m	0,001
e	lei/kwh	0,60	$\frac{\nu_1}{a_1}$	—	2,78
G_1	kgf/h	89 000	k_1	kcal/m² hgrd	1 785
G_a	kgf/h	40 000	η_{s1}	—	0,9
$\frac{\zeta_a l}{d_i} + \Sigma\zeta_a$	—	68,2	η_{s2}	—	0,9
$\frac{\zeta_1 l}{d_{ech}} + \Sigma\zeta_1$	—	83	η_1	—	0,7
$\frac{\zeta_2 l}{d_{ech}} + \Sigma\zeta_2$	—	83	η_2	—	0,7
φ	—	0,6	η_a	—	0,7
D_i	m	0,257	Δp_1	kgf/m²	2 050
d_e	m	0,016	Δp_{a1}	kgf/m²	2 430
d_i	m	0,014	Δp_{a2}	kgf/m²	2 430

IV. EXEMPLU DE CALCUL

1. Se cere dimensionarea optimă a staţiei centrale de preparare a apei calde menajere pentru un număr de 1 000 de apartamente convenţionale. Datele iniţiale de calcul sînt cuprinse în tabela 1. Se vor utiliza schimbătore de căldură în contracurent tip IPB cu 85 de ţevi de alamă pe tronson (fig. 3). Temperaturile apei fierbinţi θ_T şi θ_R s-au determinat din figura 2 pentru temperatura exterioară medie pe perioada de încălzire, $t_{em} = 1{,}86$°C.

Tabela 2

Valorile constantelor

Mărimea	Numărul formulei	Valoarea calculată	Mărimea	Numărul formulei	Valoarea calculată
A_0	27	78.850	A_9	34	0,55
A_1	28	−10 700	A_{10}	34	27,5
A_2	28	−19 100 000	A_{11}	40	−455 000
A_3	28	$347\ 10^{-6}$	A_{12}	40	23,4
A_4	29	$350\ 10^{-6}$	A_{13}	40	−695 000
A_5	30	28	A_{14}	40	−5 350
A_6	32	0,45	A_{15}	40	−6 300 000
A_7	32	0,33	A_{16}	40	− 230 000
A_8	34	−19 500	A_{17}	40	0,655

2. Cu datele din tabela 1 au fost calculate valorile constantelor A_0, …., A_{17}. Pentru a putea fi mai uşor urmărite, rezultatele acestor calcule sînt sintetizate în tabela 2.

Tabela 3

Variaţia funcţiei de cost $F\ \Theta_x$, W_2

θ_x / w_2	24.65	29.68	34,35	34,45	34,5	34,8	35,1
0,5	54 323	—	—		—	—	—
0,4	—	50 252	—	—	—	—	—
0,34	—	—	46 851	—	—	—	—
0,335	—	—	—	43 531	—	—	—
0,334	—	—	—	—	42 751	—	—
0,333	—	—	—	—	—	44 551	—
0,332	—	—	—	—	—	—	46 751

3. Cu ajutorul relaţiilor (42) şi (39) s-au determinat valorile optime ale temperaturii θ_x şi vitezei w_2. Pentru a urmări variaţia funcţiei de cost (33) în funcţie de θ_x şi w_2, în tabela 3 sînt date valorile calculate cu datele de mai sus. Valorile optime sînt : $\theta_x = 34{,}5$°C şi $w_2 = 0{,}334$ m/s.

4. Rezultatele finale ale calculului de dimensionare a staţiei centrale sînt prezentate în tabela 4.

Tabela 4

Rezultatele finale ale calculului optim de dimensionare

Mărimea	Unitatea de măsură	Valoarea calculată	Mărimea	Unitatea de măsură	Valoarea calculată
Q	kcal/h	2 000 000	k_2	kcal/m² kgrd	925
θ_x	°C	34,5	Q_1	kcal/h	980 000
θ_{1x}	°C	41,5	Q_2	kcal/h	1 020 000
θ_{2x}	°C	62	S_1	m²	30,2
w_2	m/s	0,334	S_2	m_2	40
k_1	kcal/m² hgrd	1 785	$F(\theta_x, w_2)$	—	42 751

Bibliografie

[1] Zakatova M. S. : *Metodica rasceta i rezultatí isptíania dvuh stupenciatíh ustanovoc goriacevo vodosnoabjenia.* Electriceskie stanţii nr. 2, 1961

[2] Zaks M. L. : *Rascet i rejim dvuh stupenciatoi shemî teplovovoda.* Vodosnabjenie i sanitarnaia tehnica nr. 9, 1961.

[3] Zaks M. L. : *Metodica rasceta i uproşcenîie formulî vlia proiectirovania dvuh stupenciatoi shemî teplovovoda,* Vodosnabjenie i sanitarnaia tehnica, nr. 11. 1963.

[4] Zakatova M. S. : *O rabote abonentskih vodov s pasledovatelnoi shemoi prisoedinenia. Vodosnabjenie i sanitarnaia tehnica* nr. 4, 1964.

[5] Zaks M. L. : *Rescetnîie rashodî v teplovîh setiah i rejim otopitelnîh sistem.* Vodosnabjenie i sanitarnaia tehnica, nr. 11, 1964.

[6] Sokolov E. : *Teploficaţia i teplovîie seti.* Gosenergoizdat, 1963.

[7] Kopiev S. F. : *Alimentarea cu căldură* (traducere din limba rusă), Editura tehnică, 1957.

[8] Hornştein H., Rapaport I., Iliescu R., Vasilescu P., Deleanu D. şi Ionescu M. : *Contribuţii la studiul schemelor de racordare ale cuartalelor de locuinţe la reţelele de termoficare.* Buletinul ştiinţific al Institutului de construcţii Bucureşti, nr. 4, 1968.

[9] Vintilă Şt. : *Calculul vitezelor optime de circulaţie ale agenţilor termici în schimbătoarele de căldură în contracurent.* Revista construcţiilor şi materialelor de construcţii, nr. 7, 1968.

[10] * * * : *Aparate de contracurent cu 85 ţevi pe tronson* Normă internă ICMA — NII 719 — 67.

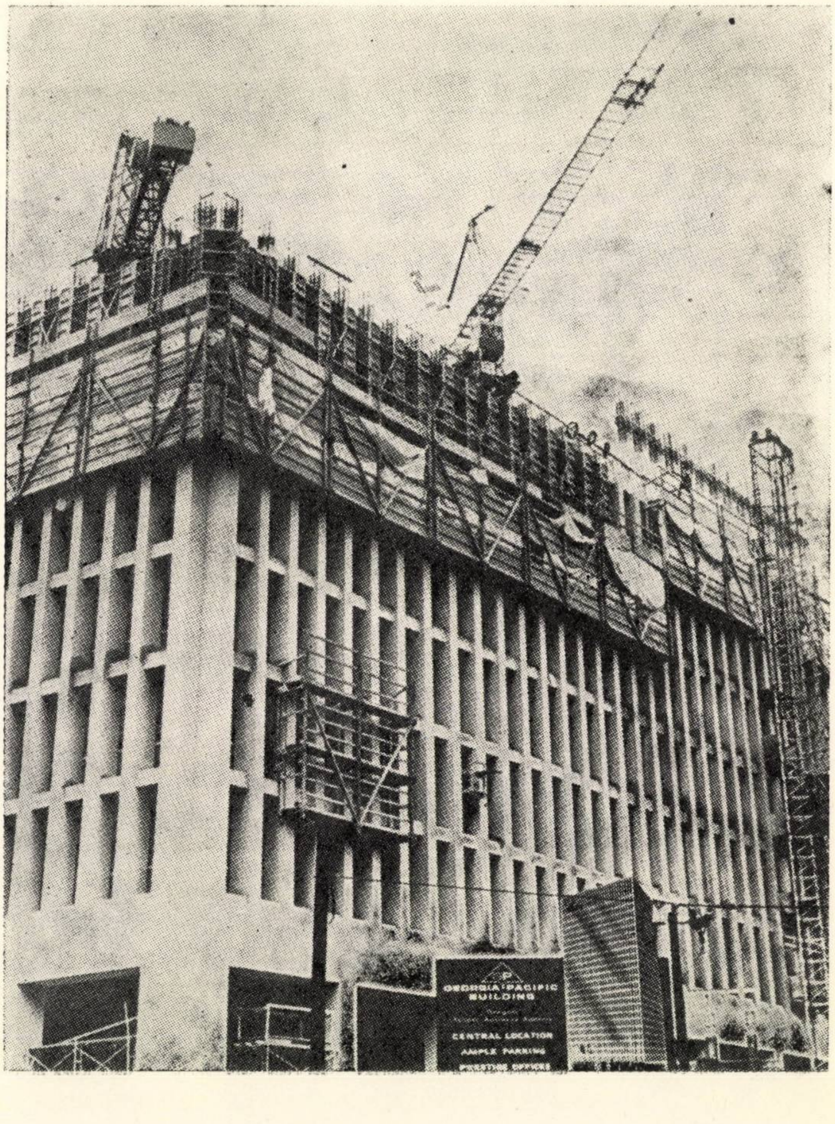
Grile de beton pentru faţade de 30 de etaje

În curînd oraşul Portland din statul Oregon, S.U.A., se va îmbogăţi cu încă un bloc turn, imobilul Societăţii Georgia-Pacific, care cu cele 30 de etaje ale sale va totaliza 55 000 m² pentru birouri. De notat că parkingul adiacent de 8 etaje va fi legat de noua clădire printr-un tunel.

Faţadele sînt compuse dintr-o succesiune de cercevele de secţiune mare, montate cu deschideri de 1,50 m şi parţial tăiate de dalele de planşeu. Aceste elemente verticale sînt turnate în panouri mari de cofraj din beton alb şi granulate cu cuarţ alb, în timp ce structura interioară este din beton obişnuit, iar dalele din planşeu din beton uşor. Încărcarea faţadelor este preluată de o grindă de 2,10 × × 1,20 m secţiune, pozată la 8 m de sol pe stîlpi puternici, distanţaţi la 10 m şi realizaţi din acelaşi beton decorativ ca şi faţadele şi grinda.

Această imensă urzeală de beton care se ridică la aproape 115 m înălţime este în întregime prevăzută cu geamuri groase montate în alveolele formate între planşee şi grilele verticale. Este poate pentru prima oară cînd un beton decorativ de această calitate este turnat pe şantier la o asemenea scară ; oare betonul arhitectonic să fie predestinat a fi realizat prin turnare pe loc ?

Bâtir, nr. 183, 1970



PROGRESUL PLĂCILOR SUBŢIRI ÎN ULTIMII 10 ANI ŞI DEZVOLTAREA LOR

Conf. dr. ing. **I. UNGUREANU**
Institutul de construcţii — Bucureşti

Ing. **L. LÖBEL**
Şef laborator INCERC

La sfîrşitul lunii septembrie şi începutul lunii octombrie 1969, a avut loc la Madrid un colocviu internaţional al Asociaţiei internaţionale pentru structuri din plăci subţiri (I.A.S.S.) organizat de Laboratorul central de încercarea materialelor şi de către Şcoala tehnică superioară de ingineri pentru construcţii, canale şi porturi. Tema colocviului a fost „Progresul plăcilor subţiri în ultimii 10 ani şi dezvoltarea lor ".

Acest colocviu, pe lîngă tratarea problemelor tehnice, a avut şi un pronunţat caracter festiv legat de două evenimente importante, şi anume: împlinirea a 10 ani de la înfiinţarea I.A.S.S. şi evocarea figurii profesorului Eduardo Torroja, fondatorul acestei asociaţii.

Colocviul s-a bucurat de o largă participare, fiind prezenţi 208 specialişti din 36 de ţări. Din ţara noastră au participat acad. prof. A. Beleş, ing. L. Löbel, conf. dr. ing. I. Ungureanu.

Colocviul s-a desfăşurat la Şcoala tehnică superioară de ingineri pentru construcţii, canale şi porturi din Cetatea Universitară de la Madrid.

Lucrările colocviului s-au deschis printr-o şedinţă inaugurală „in memoriam" dedicată prof. dr. Eduardo Torroja, urmată de două conferinţe ţinute de arh. F. Candela din Mexic şi prof. dr. Y. Tsuboi din Japonia.

În conferinţa sa, care s-a bucurat de o atenţie deosebită, arh. F. Candela a făcut o succintă trecere în revistă a remarcabilelor construcţii proiectate şi realizate sub conducerea d-sale şi şi-a expus părerile privind limitele actualei organizări şi condiţiile pentru lărgirea şi dezvoltarea Asociaţiei internaţionale pentru structuri din plăci subţiri.

Dată fiind diversitatea mare de teme prezentate, sesiunile de lucru au fost împărţite pe criteriul zonelor geografice, criteriul de grupare fiind o oarecare similitudine tehnică în ceea ce priveşte dezvoltarea plăcilor subţiri în fiecare zonă. Pentru fiecare din aceste zone a fost numit un raportor general.

Programarea sesiunilor a fost făcută astfel încît, înainte de expunerea rapoartelor generale, fiecare autor să aibă posibilitatea de a face o scurtă prezentare a lucrării.

În cele 7 sesiuni s-a prezentat un număr total de 74 de comunicări* cuprinzînd rezultatele studiilor teoretice şi experimentale efectuate în legătură cu capacitatea portantă şi pierderea stabilităţii plăcilor subţiri, noi metode de calcul şi noi forme pentru plăci subţiri, realizări deosebite cu astfel de structuri.

Din conferinţele care s-au ţinut la colocviu, din luările de cuvînt, precum şi din lucrările prezentate se pot desprinde cîteva observaţii generale:

1. În ultimii ani s-au realizat în lume numeroase construcţii cu plăci subţiri de diferite tipuri: plăci cutate, paraboloizi hiperbolici, plăci cilindrice, plăci conice, cupole, învelitori suspendate. Se pare că în prezent se bucură de o răspîndire mai mare plăcile cutate şi paraboloizii hiperbolici. Domeniul de utilizare a structurilor enumerate este foarte larg: hale de sport, piscine, biserici, turnuri de răcire, turnuri de televiziune, castele de apă, intrări în construcţii mari etc.

2. Un număr suficient de mare din lucrările prezentate au avut un caracter teoretic, căutînd să elucideze probleme importante din domeniul calculului şi proiectării plăcilor subţiri.

Cîteva lucrări s-au ocupat de o metodă relativ nouă de calcul, metoda elementului finit.

În multe cazuri, metodele de calcul se bazează pe calculul matricial, soluţiile fiind obţinute cu ajutorul calculatoarelor electronice.

3. Deşi colocviul nu a avut ca tematică de fond problema cercetărilor în domeniul plăcilor subţiri, ci mai mult a realizărilor efective, s-au prezentat totuşi şi aspecte de cercetare bazate în special pe încercări pe modele. S-a pus în evidenţă faptul că această metodă de cercetare experimentală este de cele mai multe ori indispensabilă pentru calculul şi verificarea structurilor alcătuite din plăci subţiri.

4. În unele comunicări s-a arătat care sînt realizările în domeniul prefabricatelor.

În ceea ce priveşte tendinţele de viitor, comentate pe larg de prof. A. Paduart, raportorul general de la sesiunea IV, ele s-ar rezuma în următoarele deziderate:

a. Reducerea preţului de cost pe m².

b. Reducerea volumului de mînă de lucru pe şantiere prin diverse metode cum ar fi prefabricarea, precomprimarea, îmbinări prin buloane, îmbinări sudate etc.

c. Studiul mai aprofundat al problemelor legate de cofrare şi decofrare.

d. Utilizarea altor materiale, ca: betoane uşoare, lemn, materiale plastice, metale uşoare.

e. Folosirea pe o scară mai largă a structurilor tridimensionale şi a structurilor pe cabluri.

f. Orientarea cercetărilor experimentale către studiul reducerii grosimii plăcilor şi al influenţei curgerii lente prin încercări pe modele.

g. Orientarea cercetărilor teoretice către problema instabilităţii elastice şi plastice a plăcilor subţiri, efectul perturbărilor locale, introducerea într-o măsură mai largă a calculatoarelor electronice.

Colocviul I.A.S.S. a permis într-o măsură importantă o inventariere a realizărilor obţinute pînă acum şi a jalonat în linii mari direcţiile de dezvoltare a problemelor teoretice, practice şi de cercetare în domeniul structurilor cu plăci subţiri.

Modul de organizare a acestei manifestări a reflectat importanţa acordată pe plan internaţional problemelor multiple legate de structurile realizate din plăci subţiri şi a creat posibilitatea unor numeroase contacte şi schimburi de idei ale specialiştilor din diferite ţări ale lumii.

---

* Cele 7 volume cuprinzînd comunicările prezentate au fost distribuite tuturor participanţilor.

A doua Conferinţă de construcţii hidroedilitare

PROBLEME ACTUALE ÎN TEHNICA TRANSPORTULUI APEI ÎN ALIMENTĂRI CU APĂ ŞI CANALIZĂRI

Concluziile conferinţei

Construcţiile de alimentare cu apă şi canalizări — în centrele populate şi în industrie — reprezintă actualmente în ţara noastră, o parte importantă din volumul total al investiţiilor. În cincinalul următor, pentru aceste lucrări vor fi afectate fonduri anuale de multe miliarde lei ; peste două treimi din acestea reprezintă costul construcţiilor şi instalaţiilor pentru transportul apei de la sursă la beneficiar.

Lucrări de asemenea amploare — care depăşesc cu mult volumul din trecut — pot fi realizate numai prin modificări de ordin calitativ în concepţie, execuţie şi exploatare, în vederea obţinerii unei eficienţe tehnice şi economice la nivelul cerinţelor moderne.

Peste 200 de specialişti din domeniul alimentărilor cu apă şi canalizărilor s-au întrunit la Galaţi în zilele de 18—20 iunie 1970 în ,,A doua Conferinţă de Construcţii Hidroedilitare“ pentru a dezbate problemele actuale ale tehnicii transportului apei.

Conferinţa — organizată de Consiliul Naţional al Inginerilor şi Tehnicienilor în colaborare cu Ministerul Construcţiilor Industriale — s-a bucurat şi de participarea unor distinşi specialişti din străinătate.

I. Rapoartele generale, referatele, discuţiile au reliefat importantele rezultate obţinute în cercetare şi proiectare, în execuţie şi exploatare în tehnica transportului apei.

În acelaşi timp, în vederea dezvoltării activităţii tehnice s-au desprins unele concluzii cu caracter general :

1. *În domeniul gospodăririi apelor* o importanţă deosebită prezintă considerarea întregului complex de factori care influenţează studiile privind alimentările cu apă şi canalizările.

În aprecierea consumurilor de apă şi a debitelor de transportat este importantă valorificarea tuturor datelor existente, cum sînt : studiile de perspectivă, elementele naturale, datele statistice ş.a. precum şi planurile de sistematizare teritorială a centrelor populate şi industriale.

2. Gospodărirea apei — problemă majoră în societatea contemporană — are implicaţii directe în tehnica transportului apei, atît sub raport cantitativ, cît şi calitativ.

3. Fiecare lucrare în parte este o componentă a politicii naţionale de gospodărire a apei. De aceea problema principală *în proiectare* o constituie raţionalizarea consumurilor, în cadrul unui complex de amenajare a apelor, expresie practică a programului naţional de gospodărire a apelor din zona respectivă.

Printre elementele de prim ordin de gospodărire raţională a apei în mediul urban, conferinţa a reţinut cu deosebire, pentru proiectare, necesitatea diferenţierii consumurilor pe zone, a diferenţierii după necesarul de presiune, a reducerii pierderilor de apă din conducte şi canale.

Normativele care reglementează alimentarea cu apă şi evacuarea apelor uzate ar trebui să conţină elemente privind numai debitele şi condiţiile care se întîlnesc în mod curent şi în mai mare număr în ţară, urmînd ca pentru debite mari sau condiţii speciale, aceste elemente să fie stabilite de la caz la caz de către organele de aprobare a investiţiei respective.

3.1. Realizarea de soluţii optime în proiectare solicită cunoştinţe largi şi aprofundate de specialitate, un înalt simţ de răspundere, pe care numai o reală competenţă tehnică şi economică o poate asigura. Se procedează pe această cale şi la o restrîngere substanţială a soluţiilor empirice, nefundamentate teoretic şi denumite curent dimensionare constructivă. Metodele moderne de calcul — şi în special calculatoarele electronice — sînt folosite încă insuficient în elaborarea de programe pentru calculul reţelelor de canalizare sau de dimensionare economică a conductelor.

3.2. În conferinţă s-a subliniat că în proiectarea aducţiunilor trebuie acordată o deosebită atenţie lucrărilor anexe — traversări de cursuri de apă şi căi de comunicaţie, ancoraje, descărcări ş.a. — care au o mare pondere valorică, de ordinul a 25—35 % din volumul total al investiţiilor respective.

3.3. Releveele exacte şi complete ale reţelelor subterane se impun tot mai mult ca o necesitate pentru elaborarea unor proiecte corecte, pentru construcţia mecanizată şi fără pericole, precum şi pentru asigurarea unor condiţii normale de exploatare tehnică a construcţiilor şi instalaţiilor respective.

3.4. În construcţiile destinate transportului apei apare — ca şi în celelalte lucrări de construcţii — necesitatea întăririi colaborării între colectivele de cercetare, proiectare, execuţie şi exploatare în vederea folosirii operative a noului în tehnică, pentru o execuţie ireproşabilă, pentru sporirea siguranţei şi duratei de exploatare.

În acest scop s-a propus ca proiectanţii să afecteze un volum mai mare de timp controlului execuţiei şi omologării instalaţiilor.

4. În executarea construcţiilor de transportat apa se manifestă tot mai accentuat tendinţa spre *industrializare prin prefabricare şi mecanizare.*

Conferinţa a reţinut necesitatea *accelerării* acestei tendinţe, ca şi cerinţa de *diversificare a gamei de prefabricate*, concomitent cu *îmbunătăţirea continuă a calităţii acestora.*

Extinderea industrializării lucrărilor de transportat apa ar trebui să cuprindă şi sfera lucrărilor auxiliare prin realizarea de noi elemente prefabricate.

S-a accentuat asupra faptului că diversificarea produselor, ca şi simţitoarea lor îmbunătăţire calitativă, pot fi realizate în fabricile existente.

4.1. Un element de mare pondere în industrializarea lucrărilor de transportat apa îl constituie specializarea unor întreprinderi, cu efectele pozitive cunoscute în domeniul calităţii, dotării, duratei de execuţie, eficienţei economice, folosirii tehnologiilor specifice.

4.2. În executarea lucrărilor de transportat apa, alături de folosirea metodelor noi de execuţie, cum sînt : scutul mecanic, montajul tuburilor de beton armat prefabricat de mare diametru ş.a. este necesar să se extindă utilizarea dispozitivelor de *mică mecanizare*, produse sau care pot fi produse în ţară, şi care au efecte pozitive în calitatea lucrărilor, în creşterea productivităţii muncii, în îmbunătăţirea condiţiilor de muncă pe şantiere.

5. *Cantităţile însemnate de metal* utilizate la realizarea lucrărilor de transportat apa au determinat ca în conferinţă să reţină atenţia soluţiile care duc la reducerea acestui consum.

O sursă importantă o constituie reducerea grosimii pereţilor aducţiunilor din ţevi de oţel la dimensiunile rezultate din calcul, cu considerarea măsurilor de protecţie anticorosivă. Adaosul practicat actualmente în acest scop este necesar să fie studiat, astfel încît să nu se prezinte neraţional tehnic şi oneros economic.

5.1. O posibilitate însemnată de economisire a metalului o constituie folosirea largă a tuburilor din materiale nemetalice — azbociment, materiale plastice — ca şi a betonului slab armat.

Propria noastră experienţă, realizările obţinute pe plan mondial, au demonstrat calităţile acestor materiale care asigură o deplină siguranţă în exploatare.

Extinderea folosirii materialelor plastice este însă condiţionată de creşterea seriei în producția de tuburi, ca și de realizarea de noi tipuri, în special a conductelor utilizabile la rețele exterioare de alimentare cu apă.

6. *Exploatarea tehnică* are un rol esențial în realizarea ciclului studiu-proiect-construcție-exploatare-studiu. Exploatarea este singurul mijloc care verifică — cu continuitate și la scară mare — concepția și metodele de execuție, calitatea utilajelor și a materialelor folosite.

7. Conferința a acordat o deosebită atenție problemei *pregătirii cadrelor de toate gradele*, pentru a putea răspunde cerințelor progresului tehnic, programului național în domeniul gospodăririi apelor.

Totodată s-a subliniat necesitatea organizării sistematice a unor forme de *reciclare* și aducere la zi a cunoștințelor de specialitate pentru cadrele superioare și medii.

8. Participanții au fost unanimi în a aprecia *utilitatea conferințelor republicane* de construcții hidroedilitare.

S-a cerut ca schimbul de păreri între specialiști în probleme de alimentări cu apă și canalizări să capete caracter de continuitate, prin organizarea periodică a conferințelor republicane.

II. Lucrările conferinței au avut loc puțin timp după catastrofalele inundații ce s-au abătut asupra țării noastre. Conferința a omagiat impresionantul efort al întregului popor pentru limitarea efectelor calamităților, pentru reluarea activităților economice, pentru refacerea cît mai neîntîrziată a unităților industriale, a locuințelor distruse, pentru redarea terenurilor producției agricole.

A fost prezentată o informare de sinteză tehnică privind situația instalațiilor de alimentare cu apă și canalizare din zonele afectate de inundații.

Principalele fenomene semnalate au fost : avarierea sorburilor, prizelor de apă pe mal, traversărilor aeriene de conducte, precum și a lucrărilor de apărare a malurilor și dirijare a apei către captare ; colmatarea cu cantități importante de aluviuni a prizelor de apă, schimbări ale cursului de apă, rîul creînd albie nouă în spatele barajului, inundarea teritoriului de captare subterană în vecinătatea rîurilor, inundarea stațiilor de pompare ș.a.

Au fost puse în evidență unele soluții imediate interesînd proiectarea, construcția și exploatarea tehnică a acestor lucrări.

Au reieșit în concluzie, pe baza datelor existente, că sînt necesare :

1. Proiectarea cu atenție deosebită a instalațiilor sub aspectul amplasării în plan vertical a lucrărilor de protecție necesare, a dotărilor cu echipamente necorespunzătoare condițiilor de funcționare în timpul apelor mari.

2. Prevederea unor surse de apă de rezervă, utilizabile imediat ce sursa principală ar fi scoasă din funcțiune.

3. Proiectarea și realizarea lucrărilor hidrotehnice destinate protejării instalațiilor de alimentare cu apă, odată cu acestea.

4. Realizarea în țară a unor instalații mobile de alimentare cu apă potabilă, destinate localităților ce ar fi afectate de inundații. Eficiența economică a acestor instalații poate fi asigurată și direct prin folosirea lor pentru deservirea curentă a unor consumatori izolați sau a unor consumatori temporari.

5. Îmbunătățirea sistemelor de observații — informare și avertizare asupra regimului rîurilor — pentru a se asigura luarea de măsuri operative în timp util, pentru a se limita și chiar evita efectul viiturilor.

6. Întreținerea corectă a instalațiilor de evacuare a apelor din localități (rețele de canalizare, stații de pompare), pentru a se menține capacitatea de lucru în toate situațiile.

Participanții la conferință s-au angajat în unanimitate să muncească cu competență și devotament și să mobilizeze și pe ceilalți specialiști la realizarea exemplară a programului național privind gospodărirea rațională a resurselor de apă și la refacerea grabnică a instalațiilor afectate de inundații.

REALIZĂRI REMARCABILE DIN BETON PRECOMPRIMAT ÎN AUSTRIA[*]

TURN PENTRU RETRANSMITEREA EMISIUNILOR DE TELEVIZIUNE ÎN TIROL

Început în iarna anului 1968 și terminat în primăvara anului 1969, turnul, cu o înălțime de 88 m, este alcătuit din două părți : partea inferioară, de beton, de aproximativ 30 m înălțime, și un stîlp metalic de 58 m înălțime pe care se găsesc plasate antenele pentru trei canale de televiziune (fig. 1).

La cota 28,60 se află o platformă de beton servind pentru instalarea unei antene parabolice și pentru montaj.

Tot aici este fixată partea inferioară a stîlpului metalic cu ajutorul unei armături pretensionate care este dusă departe în construcția inferioară.

Între cotele 28,60 și 18,50, construcția de beton are o secțiune închisă, cu trei laturi, realizată din lamele duble ce se subțiază spre partea superioară. Această alcătuire, pe lîngă aspectul estetic, permite și transmiterea forțelor la cele trei picioare de la partea inferioară care, cu secțiune variabilă, ajung pînă la fundații.

Între aceste picioare se află o șarpantă alcătuită din trei pînze (paraboloizi hiperbolici) care formează, în plan, un triunghi echilateral cu latura de 22 m. Două din aceste pînze sînt rezemate pe tot conturul, în timp ce cea de a treia este rezemată numai în colțuri.

Grinzile de contur, din beton precomprimat, micșorează deformațiile importante ale pînzelor.

Planșeele intermediare aflate între diferitele niveluri în care este organizat spațiul interior sînt executate din plăci cu deschidere mare, cu încărcare utilă de 1 000 kg/m².

În calcule s-a ținut seama de o viteză a vîntului de 180 km/h, cu o repartiție pe înălțime după relația :

$$v = 180\left(1 + 0{,}13\frac{H-20}{100}\right),$$

în care H este înălțimea considerată.

Încărcarea din zăpadă pe suprafețele plane ale pînzelor hiperboloidice este de 1,0 t/m².

Platformele construcției metalice sînt dimensionate pentru o încărcare utilă de 300 kg/m², în timp ce la cele de beton s-a considerat 1,5 t/m².

Pentru stabilitate, s-a impus condiția unei variații de +1° a tangentei la vîrful stîlpului la cota de 86 m — pentru o viteză a vîntului de 100 km/h.

Diferența de temperatură pentru încălzire neuniformă este de ±20°C.

Pînzele hiperboloidice au o grosime de 12 cm și sînt executate din beton torcretat de calitate B 300, armat cu trei plase sudate de oțel cu diametrul de 8 mm.

În ceea ce privește cele trei picioare ale structurii inferioare, dată fiind sveltețea

---

[*] Din materialele prezentate la cel de-al VI-lea Congres F.I.P. — Praga, iunie 1970.

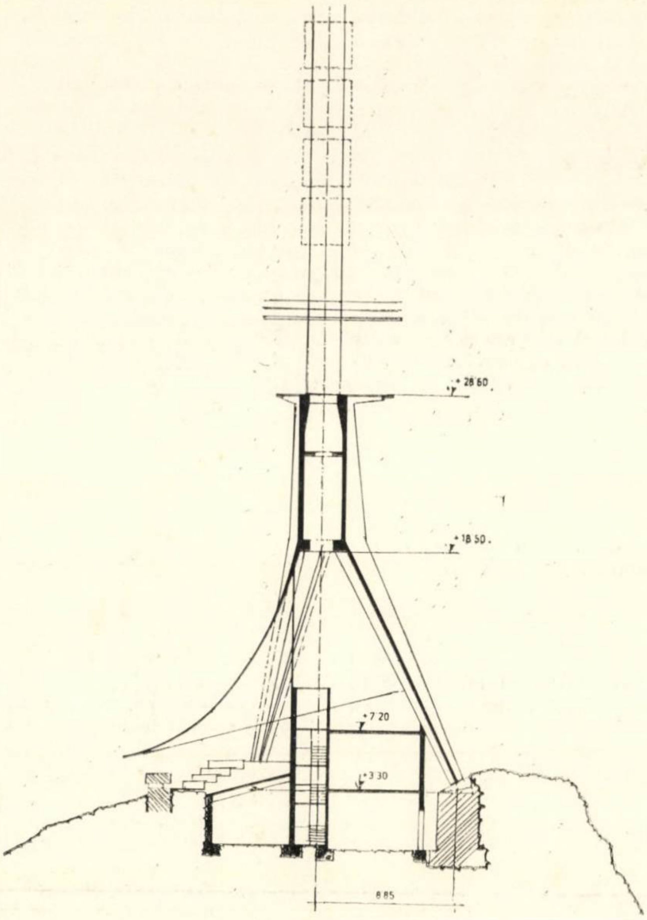


Fig. 1.

lor, încastrarea lor în fundaţii era lipsită de sens; s-a prevăzut o rezemare prin articulaţii metalice.

Ancorarea stîlpului metalic în structura inferioară s-a făcut cu ajutorul a 24 fascicule (lungi de 11 m) tip VSL pretensionate la 75 t, alcătuite din oţel de calitate St 160/180. Prin dispoziţii constructive adecvate s-a asigurat o transmitere perfect centrică a forţelor. Pentru protejarea fasciculelor împotriva coroziunii, acestea au fost introduse între două coroane circulare de beton armat, cea exterioară fiind acoperită cu o pîlnie conică de tablă pentru îndepărtarea apelor.

Datorită greutăţilor deosebite create de amplasament (altitudine 2 000 m) şi de timpul nefavorabil, s-a dat o atenţie specială adoptării unei tehnologii care să permită scurtarea în cea mai mare măsură a lucrărilor la faţa locului.

Astfel, prin utilizarea cimenturilor cu întărire rapidă şi prin pregătirea corespunzătoare a cofrajelor s-a reuşit ca execuţia structurii inferioare pe trei stîlpi pînă la cota + 18,50 m, fără pînzele hiperboloidice, să fie realizată în numai trei săptămîni.

De asemenea, forma pînzelor a permis realizarea cofrajului lor în panouri de cîte 6 m lăţime, executate în vale. Timpul total de la montarea panourilor de cofraj şi pînă la terminarea betonărilor a fost de numai 12 zile. Prin torcretare, faţa superioară a acestor pînze este absolut impermeabilă, astfel încît nu a mai necesitat vreo izolaţie hidrofugă.

Durata construcţiei de beton pînă la cota 28,60 m a fost de 6 luni şi a necesitat o echipă de numai 8 muncitori specialişti.

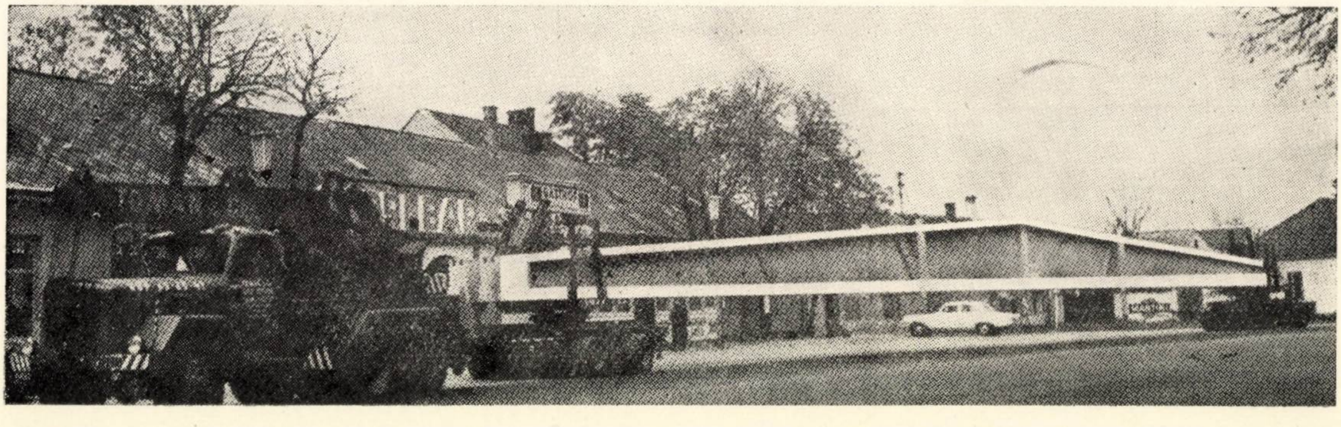
HALĂ INDUSTRIALĂ DE MARE DESCHIDERE

La Bad Fischau (Austria) se execută o hală cu lăţimea de 38 m.

Pentru acoperirea halei, fără stîlpi intermediari, s-au realizat grinzi de beton precomprimat cu înălţime variabilă, de 37,56 m deschidere, avînd 1,90 m înălţime maximă în cîmp şi 0,78 m pe reazeme; greutatea unei grinzi este de 26,4 t.

Aceste grinzi sînt considerate un model pentru posibilităţile pe care le oferă tehnica actuală şi folosirea materialelor de calitate. Ele au fost executate pe stand (cu armături preîntinse), cu un beton B 600.

Peste grinzile de beton precomprimat s-au prevăzut elemente de tablă cutată cu izolaţie termică şi hidrofugă.



HALĂ PENTRU COMERŢ ANGRO DE FLORI LA VIENA

Pentru construcţia acestei hale de 3 500 m^2 şi acoperită (în soluţia iniţială, fig. 1 a) cu şeduri s-au impus condiţii foarte dificile : ea trebuia realizată în 6 luni, inclusiv corpul, principal care necesita 19 suprafeţe de iluminare, precum şi numeroase ferestre şi uşi în faţadă ; de asemenea, dată fiind umiditatea relativ ridicată (aproape 80 %), s-a pus un accent deosebit pe modul de alcătuire a şarpantei, care nu trebuia să fie sensibilă la coroziune, iar plăcile care alcătuiesc acoperişul între şeduri trebuiau să fie din beton armat masiv.

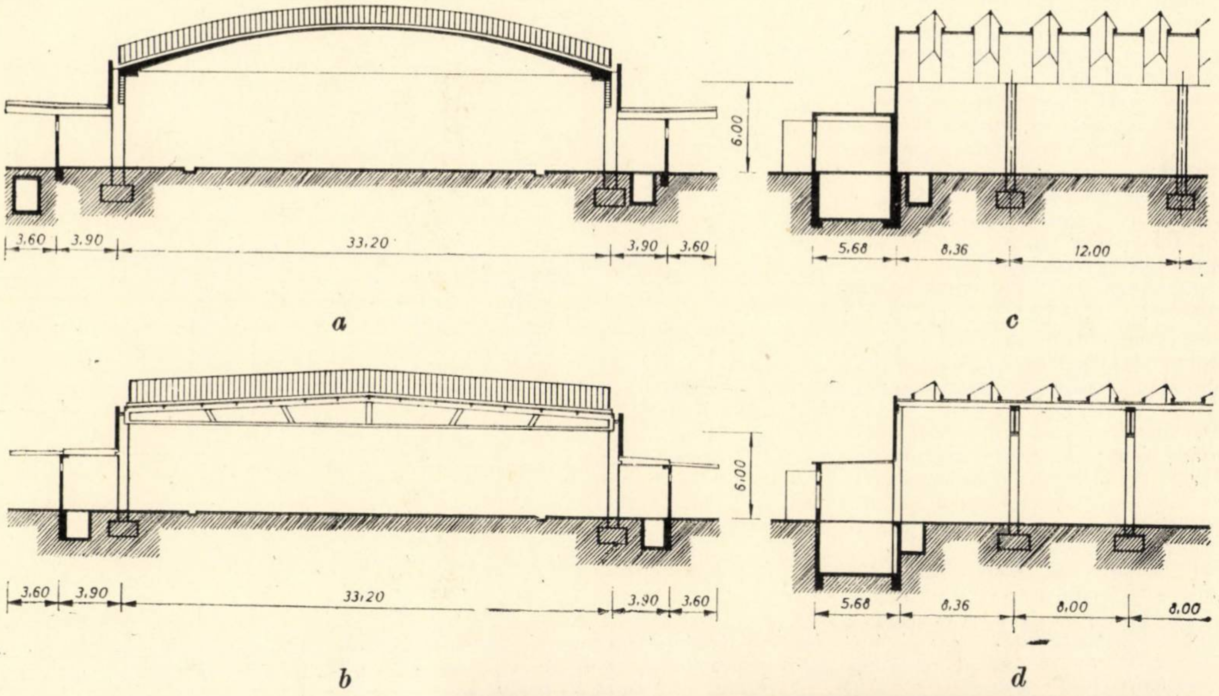


Fig. 1.
a — Proiect iniţial ; b — proiect executat ; c — secţiune transversală ; d — secţiune longitudinală

Ţinînd seama de condiţiile menţionate, s-a prevăzut ca întreaga construcţie, cu excepţia anexelor pentru administraţie, să fie realizată din prefabricate.

În acest scop, antrepriza executantă a hotărît să modifice soluţia iniţială (fig. 1 b) adoptînd ca element principal al şarpantei grinzi de beton precomprimat cu lungimi de 33,36 m, aşezate la un interax de 8,00 m. Peste acestea reazemă nişte grinzi secundare de beton armat dispuse la 2,40 m una de alta, care susţin — la rîndul lor — între luminătoare, nişte plăci de beton armat.

În acest fel, fiecare cîmp de 8,00 este iluminat din două părţi (fig. 2).

Din motive tehnico-economice, toate elementele prefabricate — inclusiv panourile în trei straturi pentru pereţi — s-au executat la o fabrică de prefabricate.

Grinzile au fost realizate pe un stand fix, din beton B 450, cu armături preîntinse (toroane 7 Ø 4 mm) din oţel St 160/180, greutatea unei grinzi fiind de 29,5 t. Dimensionarea lor s-a făcut, conform normelor austriece, pentru precomprimare parţială.

O atenţie deosebită s-a dat şi detaliilor constructive.

Volumul mediu de beton din şarpantă este de 0,104 m^3/m^2

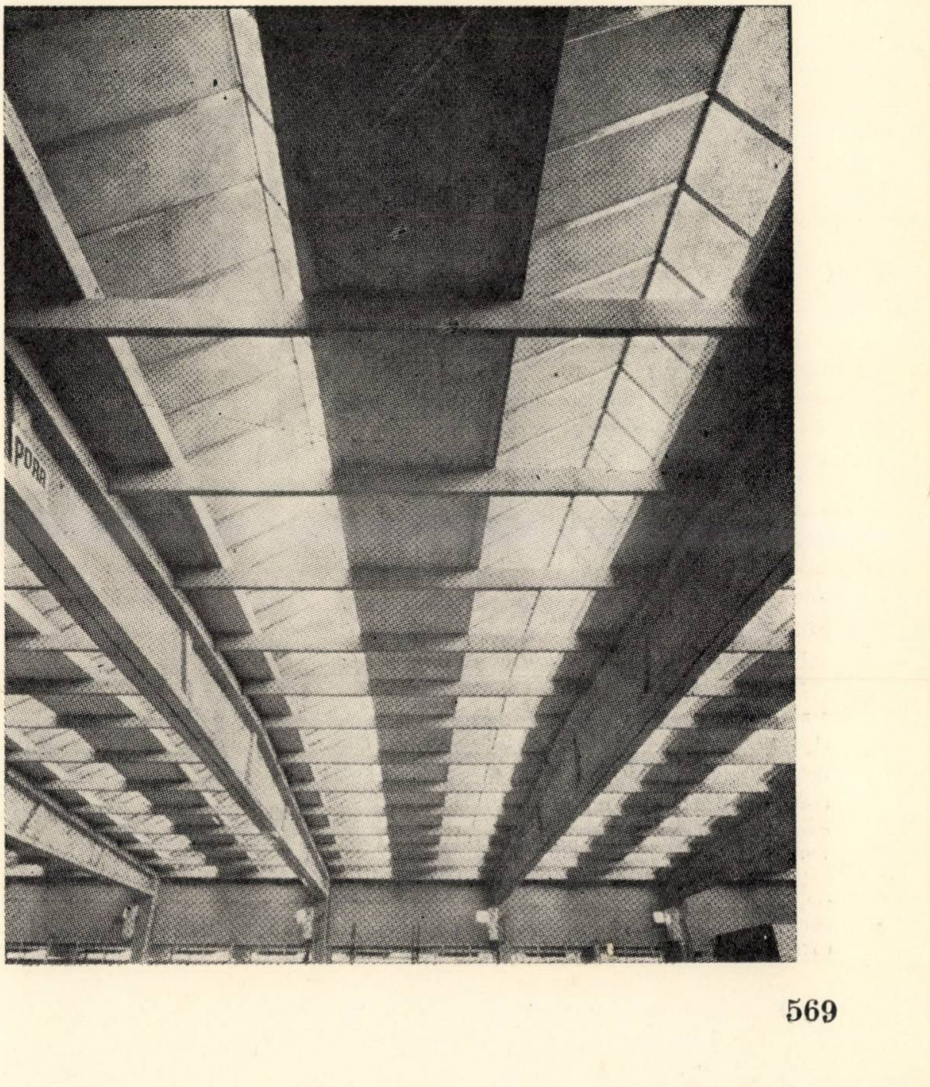


Fig. 2. Vedere de jos a şarpantei

POD PESTE PRAM DIN BETON UŞOR PRECOMPRIMAT

Podul, avînd dispoziţia generală din figura 1, a fost executat din beton uşor de calitate LB 300. Folosindu-se agregate tip Leca HD, se realizează o greutate volumetrică a betonului de 1,6 t/m^3.

Precomprimarea se execută cu fascicule tip BBRV cu cîte 55 de sîrme Ø 6 mm de înaltă rezistenţă.

Ţinînd seamă de noutatea materialului utilizat (Leca), în timpul execuţiei podului se prevăd a se face numeroase observaţii:

1. Încercări pe cuburi pentru stabilirea variaţiei în timp a rezistenţei betonului, a modulului de elasticitate şi a greutăţii volumetrice efective.
2. Observaţii privind deplasarea reazemelor.
3. Măsurarea deformaţiei în timp a betonului din structură cu ajutorul unei tije de 30 m lungime şi a unui comparator.
4. Măsurători privind contracţia betonului, pe grinzi executate din betonul structurii cu o armare asemănătoare.
5. Urmărirea temperaturii structurii în corelaţie cu determinările şi măsurătorile de la punctele 2,3 şi 4.
6. Măsurători ale deplasărilor din încovoiere în timpul precomprimării şi al unei încărcări de probă pentru verificarea modulului de elasticitate.

Observaţiile vor fi continuate timp de cîţiva ani.

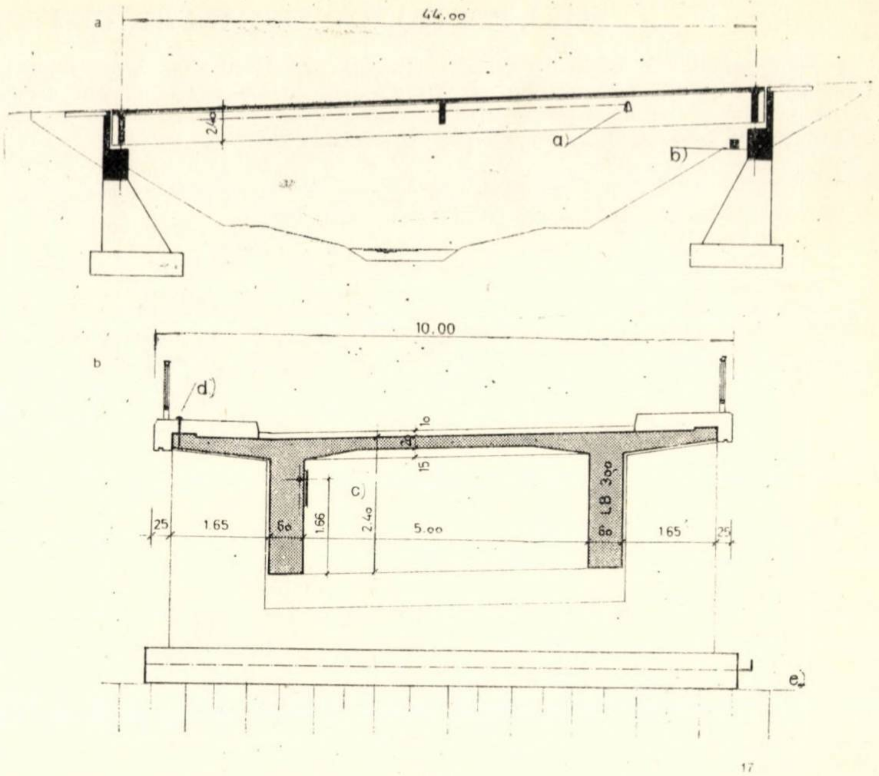


Fig. 1

a) Comparator şi tijă pentru măsurarea deformaţiei în timp. b) Grinzi pentru măsurarea contracţiei. c) Comparator pentru deformaţia în timp. d) Buloane de înaltă rezistenţă. e) Grinzi pentru contracţie, de 10 m lungime.

Grinzi precomprimate din beton uşor

În condiţii normale, o grindă de beton uşor trebuie să fie sensibil mai uşoară decît o grindă de beton obişnuit B 600 deoarece preţul betonului uşor este încă (în Austria) sensibil mai mare.

În acest sens, eforturile au fost concentrate în scopul punerii la punct a unei tehnologii care să asigure realizarea — cu un dozaj de ciment mai mic decît 400 kg/m^3 — a unui beton de bună calitate şi cu o greutate volumetrică de cel mult 1800 kg/m^3.

Pe baza experimentării a numeroase amestecuri de beton — cu agregate de tip Leca — s-a reuşit a se produce un beton de calitatea LB 450 — avînd în realitate rezistenţa minimă pe cuburi de 550 — 600 kg/cm^2 — şi cu un dozaj foarte mic de ciment.

S-au executat astfel, pentru o construcţie, grinzi cu secţiuni transversale foarte svelte (fig. 1), cu lungimi de 21,50 m, care, datorită greutăţii lor reduse, au putut fi executate într-o întreprindere de prefabricate situată la 500 km de locul construcţiei.

Greutatea grinzilor a fost de 13,5 t, respectiv 0,60 t/m, adică 1 : 5,4 din încărcarea utilă (3,23 t/m).

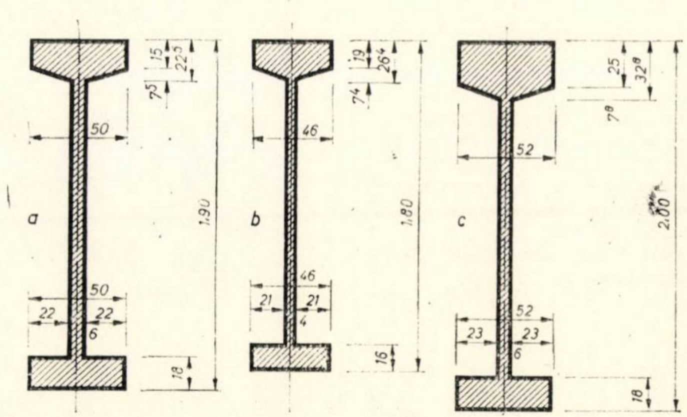


Fig. 1

O PASARELĂ IN SPIRALĂ PESTE AUTOSTRADA VIENA-VILLACH

Destinată a fi folosită în primul rînd de bătrîni, femei cu copii mici în cărucioare ş.a.m.d. — pentru traversarea autostrăzii, legînd un cartier modern de locuinţe cu un spaţiu verde, pasarela a necesitat numeroase studii privind atît calculul static, cît şi aspectele constructive şi estetice.

Pentru a asigura spaţiul liber necesar pentru circulaţie s-a căutat a se realiza o înălţime de construcţie cît mai mică a structurii în dreptul autostrăzii propriu-zise; în acest scop, dincolo de marginea autostrăzii, s-a prevăzut o îngroşare rapidă a riglei cu amplasarea unui reazem intermediar în zona de înălţime maximă, cu subţierea în continuare a riglei. Deoarece, dată fiind lungimea disponibilă, nu era posibil să se realizeze o rampă mai mică de 7%, acest al doilea cîmp s-a realizat în forma unei spirale logaritmice (fig. 1 şi 2).

Structura de beton precomprimat (beton B 450) are o lungime desfăşurată de 113,81 m şi o secţiune trapezoidală cu înălţime variabilă. Pentru reducerea greutăţii s-au înglobat în tablier tuburi metalice cu diametrul de la 40 la 120 cm.

Armăturile pretensionate (sistem VT 120) au fost executate din sîrme Delta de calitatea ST 135/155. Douăzeci din cele 34 de fascicule se întind pe toată lungimea structurii, avînd lungimi de 94,5 — 115,85 m şi putînd fi pretensionate de la ambele capete. Unsprezece fascicule mai scurte sînt amplasate în riglă şi ancorate în zona reazemului central, în timp ce celelalte trei sînt utilizate şi pentru precomprimarea pilei.

Pila are o secţiune transversală cu dimensiuni variabile de la 1,80 × 1,80 m la încastrarea în riglă la 4,20 × 0,65 m la partea inferioară prevăzută cu articulaţie. Reacţiunea importantă, inclusiv un moment de torsiune de 689 t, se transmite la teren prin intermediul unei plăci de beton armat de 1,20 m grosime.

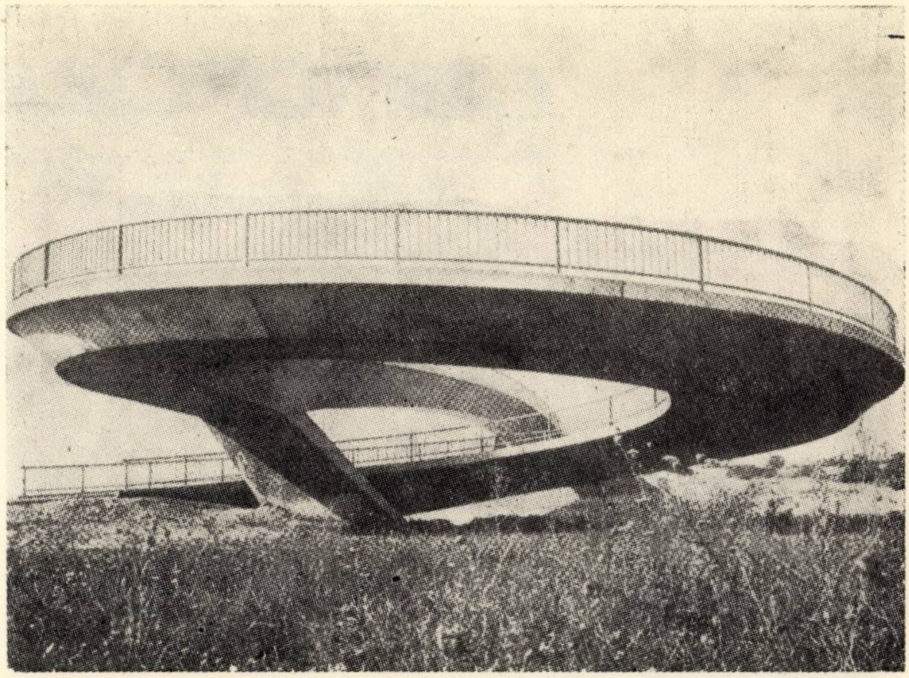


Fig. 1

Calculul structurii, de opt ori static nedeterminată, s-a făcut separat pentru greutatea proprie, pentru încărcările exterioare de 500 kg/m² şi pentru forţele de precomprimare.

Pentru încărcările exterioare s-au luat în considerare trei ipoteze: rigla încărcată şi spirala neîncărcată; rigla neîncărcată şi partea exterioară a spiralei încărcată; rigla neîncărcată şi partea interioară a spiralei încărcată.

Pentru calculul structurii sub efectul precomprimării, cele 31 fascicule s-au împărţit în patru grupe de cîte cinci şi una de unsprezece.

Calculul numeric al eforturilor secţionale, deformaţiilor şi eforturilor pe contur s-a făcut la o maşină IBM 1620/1311.

Dimensionarea structurii s-a făcut conform DIN 4227 pentru precomprimare totală.

Execuţia pasarelei a pus probleme dificile la realizarea eşafodajului şi a cofrajului. Eşafodajul a fost executat din ţevi metalice. Cofrajul a fost căptuşit cu plăci speciale lemnoase de 4 mm grosime. O grijă deosebită s-a dat aşezării fasciculelor şi ţevilor înglobate, datorită geometriei speciale impuse de forma structurii.

Betonarea s-a făcut prin pompare, în două zile succesive. Pentru evitarea efectului negativ al contracţiei, s-a realizat o precomprimare parţială la patru zile după sfîrşitul betonării.

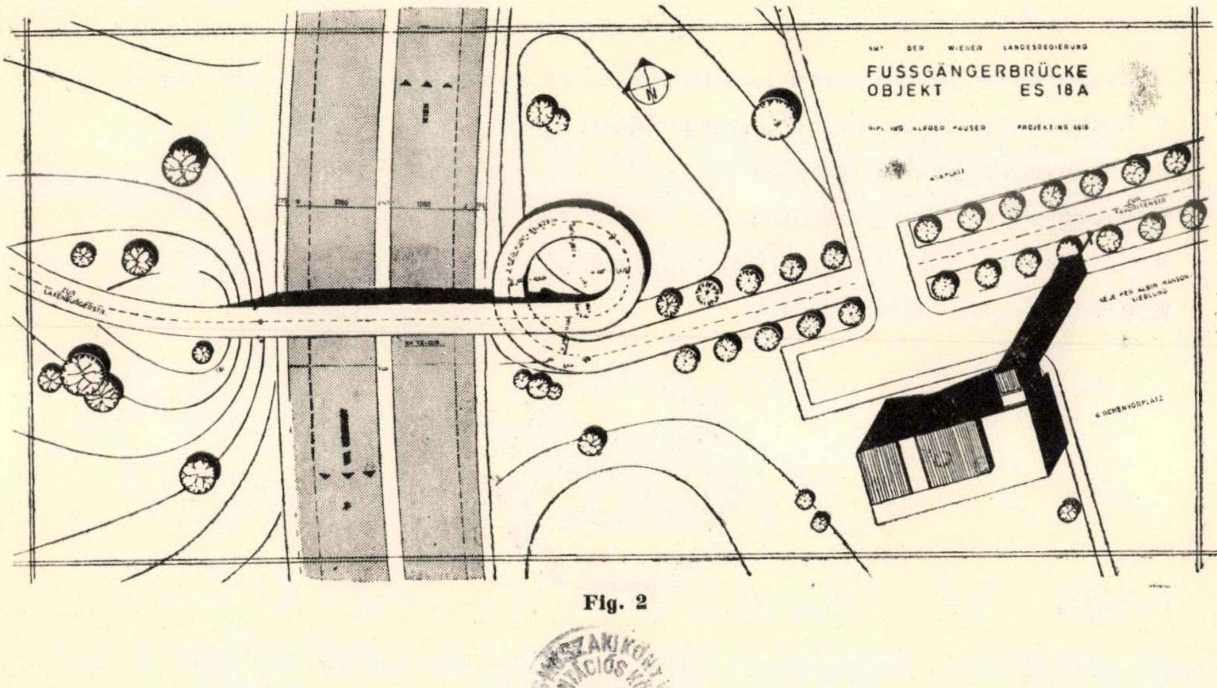


Fig. 2

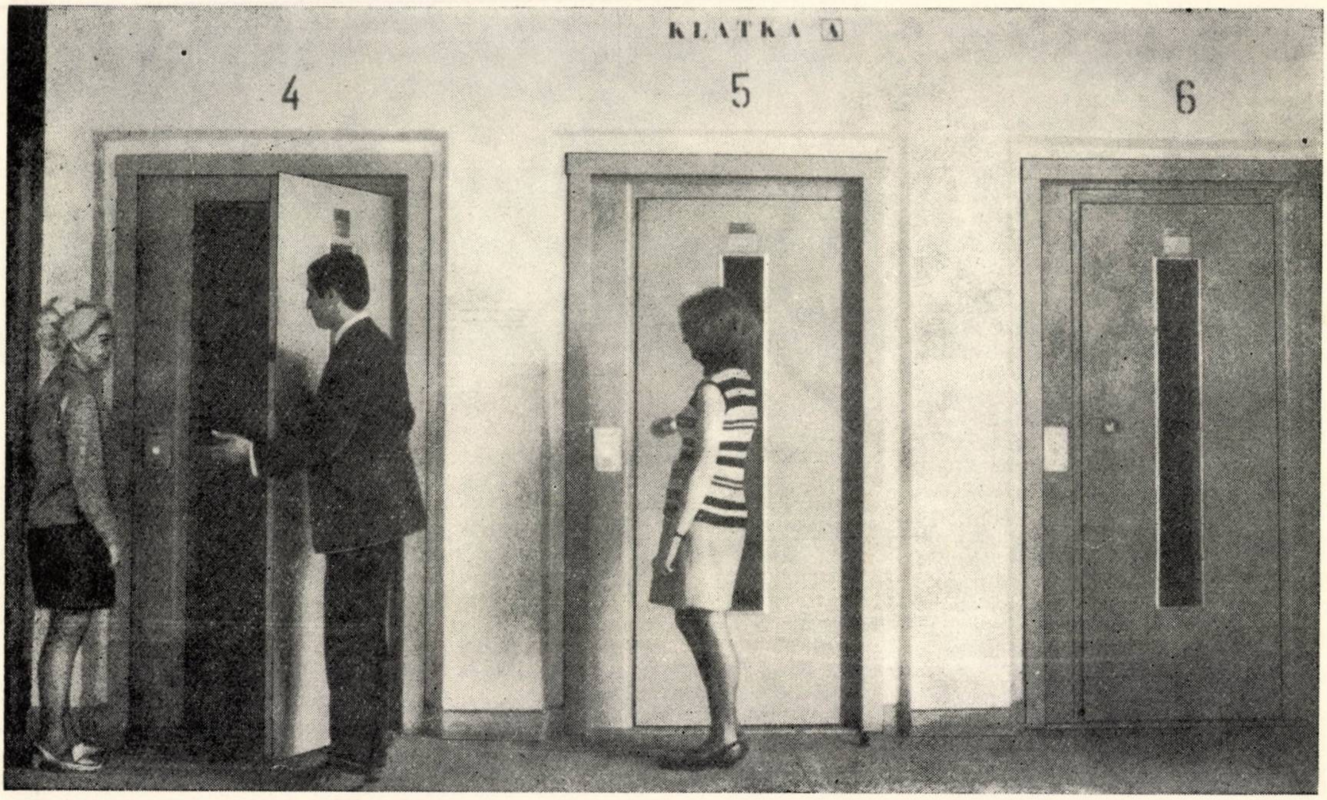
1883

ÎNTREPRINDEREA DE COMERŢ EXTERIOR

centrozap

Katowice — Ligonia 7 — Polonia, căsuţa poştală 825,
telefon 51 34 01, telex 31 416, adresa telefonică
CENTROZAP — Katowice

exportă



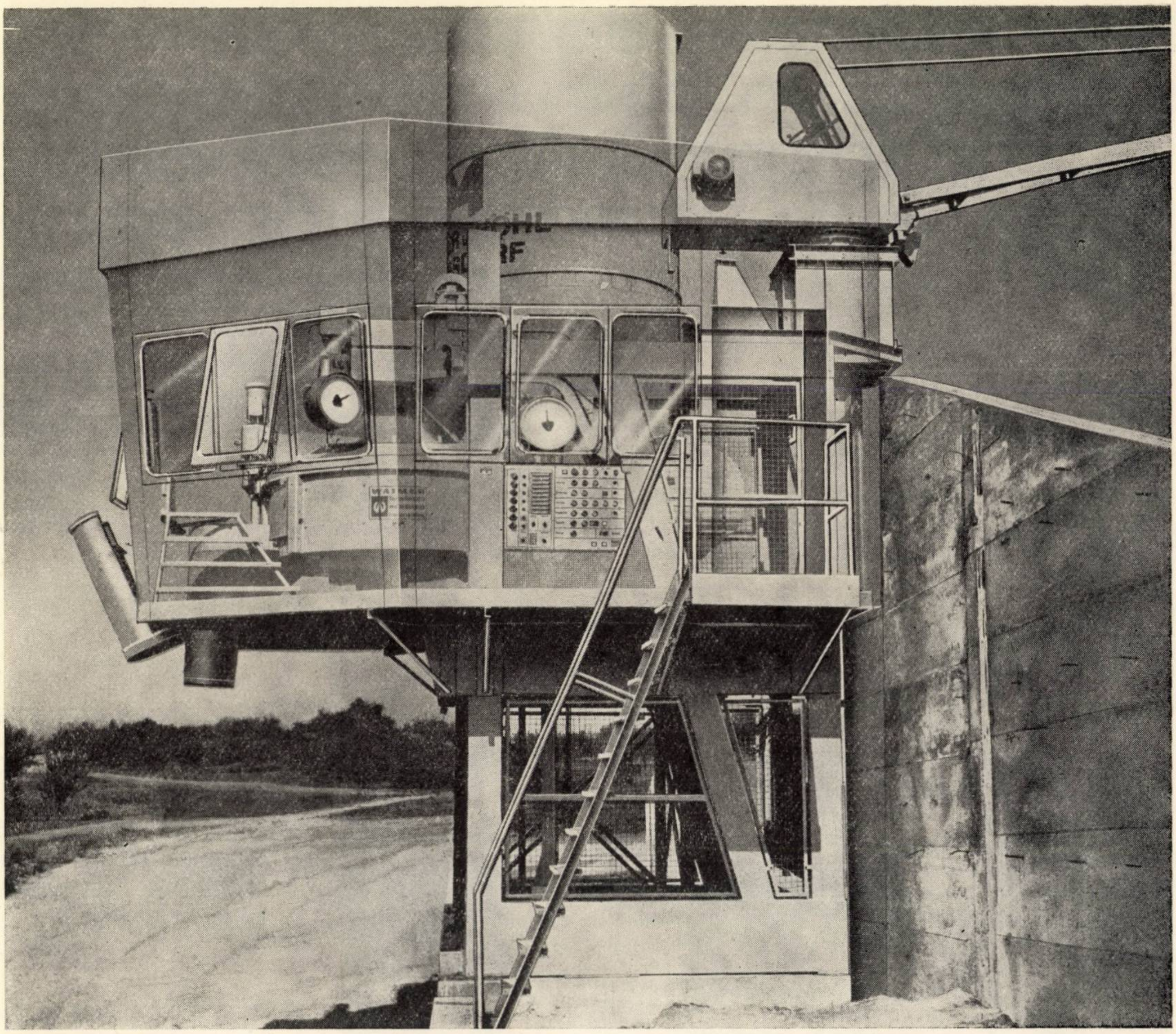
ASCENSOARE ELECTRICE

şi în special

- ascensoare de persoane pentru clădiri cu număr redus sau mediu de etaje;
- ascensoare de persoane pentru clădiri înalte;
- ascensoare pentru spitale;
- ascensoare pentru mobilă;
- ascensoare pentru mărfuri şi persoane;
- ascensoare pentru mărfuri.

CENTROZAP

Publicom



Pe toate marile șantiere de construcții ale lumii, betoanele de calitate se produc cu ajutorul agregatelor Waimer Turbomat.

Pretutindeni unde se pun condiții speciale betoanelor, se impune folosirea unor instalații de malaxare de performanțe ridicate. Instalațiile Waimer Turbomat echipate cu malaxoare Waimer cu amestecare forțată, asigură dozarea, cîntărirea și omogenizarea agregatelor, liantului și adaosurilor. Malaxoarele cu amestecare forțată reduc durata de malaxare și consumul de ciment, asigurînd totodată realizarea unor amestecuri omogene chiar și atunci cînd se folosesc simultan elemente cu greutăți specifice extrem de diferite — de exemplu, nisip și stiropor. Păstrarea neschimbată a caracteristicilor betonului de la o șarjă la alta conferă un grad corespunzător de siguranță în construcții inginerești și speciale.

Waimer Turbomat se furnizează sub formă de instalații compacte, cu capacități de producție de la 16 la 60 m³/oră beton gata preparat. Domeniu de utilizare : pe șantierele de construcții, în fabricile de prefabricate și ca instalație de malaxare pentru betoane transportate la distanță.

Instalațiile de dozare sînt concepute pentru patru pînă la șase componente. Dozarea și cîntărirea se fac direct sub siloz astfel încît, după ce traversează dispozitivele de închidere prevăzute cu dozatoare, componentele cad pe verticală direct în bena de alimentare, ceea ce reduce considerabil durata de dozare a instalațiilor Turbomat. Adoptarea unei bene de lățime mare permite reducerea apreciabilă a înălțimii mesei de dozare, astfel încît la o dispoziție radială a silozurilor se obține o capacitate de înmagazinare extrem de ridicată.

Instalațiile Waimer Turbomat se livrează echipate cu sisteme de acționare cu grad diferențiat de automatizare — de la comanda automată cu butoane la comanda electronică complet automatizată pe bază de rețete date și pentru care se pun la dispoziție programe adaptabile în peste zece variante.

Vă ținem la dispoziție materialul documentar.

În domeniul tehnologiei betonului **WAIMER** este colaboratorul dv.

Waimer Maschinenfabrik KG, D 73 Esslingen/Nr., Postfach 66

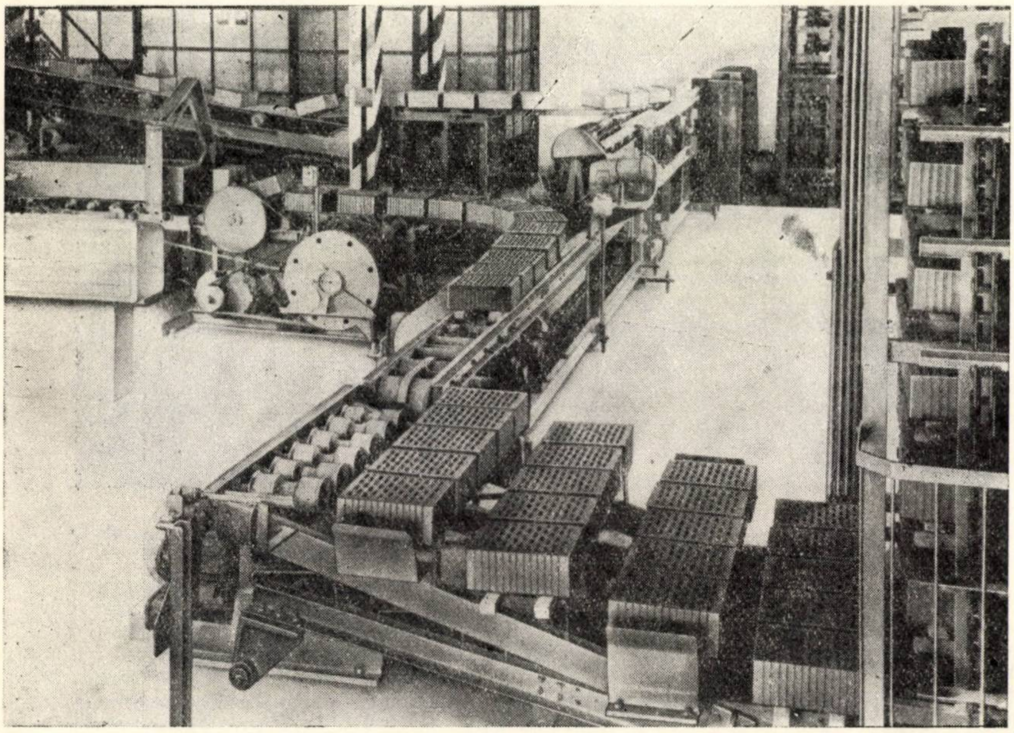
Publicom

Multe milioane de cărămizi se produc în patru continente folosind liniile tehnologice furnizate de uzinele

PREROV MACHINERY

Producția de linii tehnologice pentru fabricarea cărămizilor, furnizate de uzina de mașini din Prerov, se bazează pe experiență de 50 de ani în domeniul construcției de mașini și agregate pentru industria ceramică.

Uzina furnizează cele mai moderne tipuri de linii tehnologice, corespunzător celor mai înalte exigențe tehnice acoperă întregul domeniu, de la exploatarea argilei pînă la prepararea, formarea, uscarea și arderea cărămizilor.



Programul nostru de producți cuprinde:

- **instalații de preparare**
- **linii tehnologice cu capacități de la 20000 la 50000 buc/zi**
- **camere și tuneluri de uscare**
- **cuptoare circulare și cuptoare-tunel cu comandă complet automatizată**

Proiectarea și executarea mașinilor și instalațiilor furnizate de noi se bazează pe cele mai noi cuceriri în domeniul tehnologiei de fabricație și gospodăririi căldurii, al procedeelor de uscare și ardere.

Furnizăm instalații complete sau agregate separate pentru producția cărămizilor.

Programul nostru de producție mai cuprinde linii tehnologice complete pentru fabrici de ciment și var, instalații de concasare și sortare, instalații pentru industria de ceramică și ceramică fină.

Pentru informații suplimentare și oferte detaliate adresați-vă la

pragoinvest

Ceskomoravská 23 — Praga — R.S. Cehoslovacă

Publicom

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1983

INSTITUTUL DE CERCETĂRI ÎN CONSTRUCŢII ŞI ECONOMIA CONSTRUCŢIILOR

IN
CE
RC

Principala organizaţie de cercetări ştiinţifice în domeniul construcţiilor şi singura cu caracter republican în acest domeniu, efectuează.

Cercetări complexe şi de specialitate pentru întreaga ramură a industriei construcţiilor cuprinzînd următoarele domenii principale:

Beton, beton armat, beton precomprimat • Construcţii metalice • Structuri de construcţii industriale, civile şi speciale • Teoria şi calculul construcţiilor (inclusiv folosirea calculatoarelor electronice) • Încercări în construcţii • Fundaţii • Elemente de închidere, protecţie şi finisaje • Folosirea materialelor din polimeri • Fizica construcţiilor • Izolări în construcţii • Protecţia contra coroziunii • Instalaţii pentru construcţii (electrice, tehnico-sanitare, încălzire, ventilaţie şi condiţionare) • Tehnologia generală a construcţiilor şi organizarea şantierelor • Mecanizarea lucrărilor de construcţie • Asimilări de scule, dispozitive şi utilaje de construcţie • Economia construcţiilor • Cibernetica în construcţii.

INCERC dispune de secţii de specialitate şi laboratoare la sediul central din Bucureşti = Şos. Pantelimon nr. 266, precum şi

- la Cluj — Calea Floreşti 117
- la Timişoara — Str. Traian Lalescu 2
- la Iaşi — Str. Karl Marx 38
- la Braşov — Aleea Minerva 8, bloc 36

Institutul este dotat cu aparatură, instalaţii, utilaje şi standuri moderne la nivelul tehnicii mondiale.

INCERC POATE EXECUTA PENTRU ÎNTREPRINDERI DE STAT ŞI COOPERATISTE DIN ŢARĂ — PE BAZĂ DE COMENZI FERME ŞI CONTRACTE, IAR PENTRU BENEFICIARII DIN STRĂINĂTATE — PE BAZĂ DE CONTRACTE ÎNCHEIATE PRIN AGENŢIILE COMERCIALE ALE R.S.R.— LUCRĂRI ŞTIINŢIFICE CA: STUDII, CERCETĂRI, ASISTENŢĂ TEHNICĂ, EXPERTIZE DE LUCRĂRI DE CONSTRUCŢII CIVILE ŞI INDUSTRIALE.

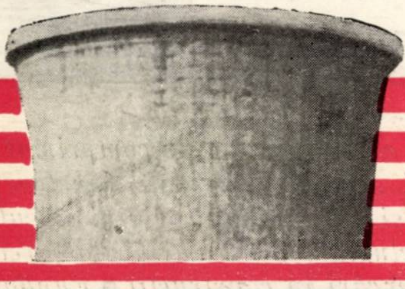
INCERC ORGANIZEAZĂ CURSURI DE PERFECŢIONARE PENTRU INGINERI ŞI TEHNICIENI DIN ÎNTREPRINDERI DE STAT ŞI COOPERATISTE ÎN VEDEREA ACTUALIZĂRII ŞI ÎMBOGĂŢIRII CUNOŞTINŢELOR PE SPECIALITĂŢI LEGATE DE NEVOILE PROIECTĂRII ŞI EXECUTĂRII CONSTRUCŢIILOR CIVILE ŞI INDUSTRIALE.

Informaţii detaliate se pot obţine la INCERC —Bucureşti— Şos. Pantelimon nr. 266, telefon nr. 35.21.00

Intreprinderea 4

CONSTRUCTII MONTAJ-IAȘI-

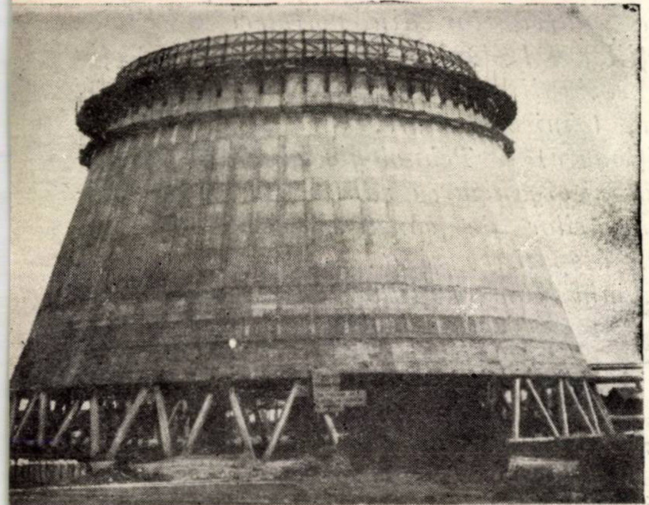
Str. Republicii nr. 61 • telefon 1.56.30

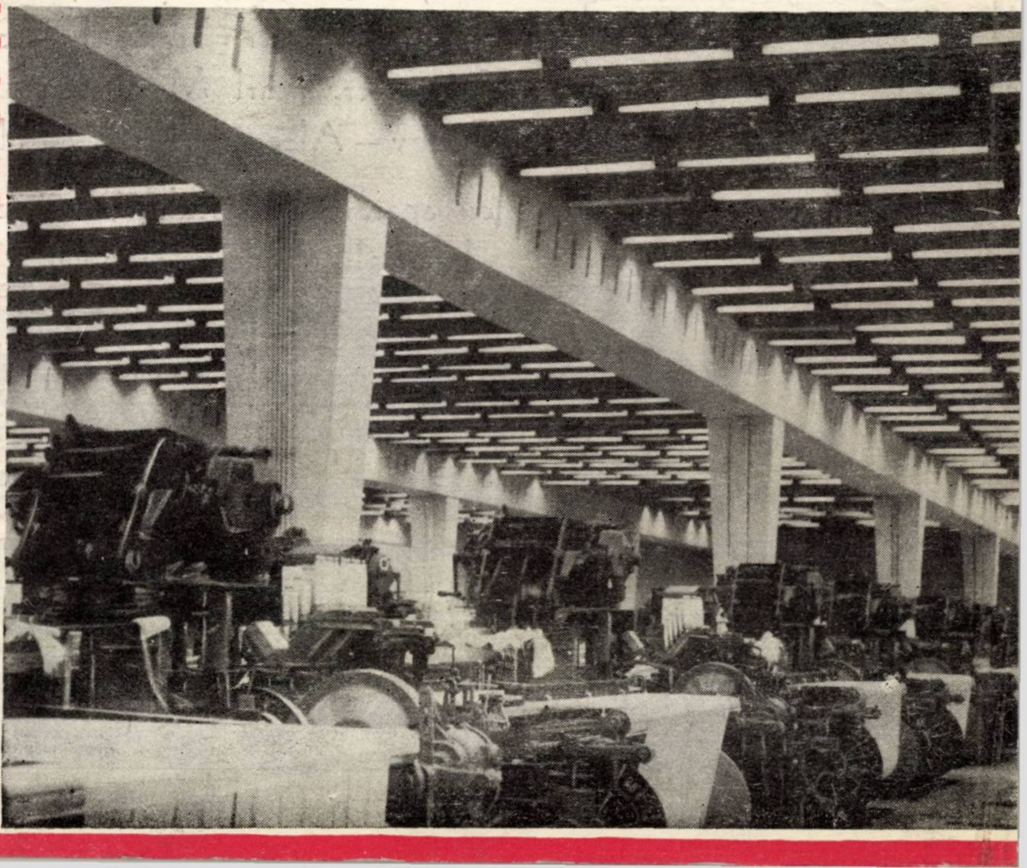


EXECUTĂ

70 DEC 1

- *complexe și construcții industriale*
- *lucrări speciale de beton armat, beton precomprimat, montaje de prefabricate, castele de apă, silozuri, coșuri de fum, turnuri de răcire*
- *construcții metalice*
- *complexe agro-zootehnice*
- *studii și proiecte de organizare a întreprinderilor și șantierelor de construcții*
- *analize, încercări și studii de laborator asupra agregatelor, lianților betonului armat și precomprimat, oțelului-beton*





E 1688

[illegible]

R

Organ al
Ministerului
Construcțiilor
Industriale

04

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

11

1970

MŰSZAKI KÖNYVTÁR

CONSTRUCŢII ŞI MATERIALE DE CONSTRUCŢIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCŢIILOR INDUSTRIALE

11
1970

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU COSNTRUCŢII

CUPRINSUL

PĂUNESCU M., MATEESCU GRAŢIELA:

R **Comportarea piloţilor introduşi în pămînt cu ajutorul utilajelor vibratoare** 573

MANOLACHE M.:

C **Consideraţii privind elaborarea programelor de lucru în construcţii** 578

APPELTAUER I., BĂLUŢ N., DĂNEŢIU GH., GIONCU V.:

R **Verificarea stabilităţii barelor cu pereţi subţiri formate la rece, solicitate la compresiune centrică** 586

DELEANU D.:

R **Instalaţii de ventilaţie şi încălzire la parcajul subteran din Piaţa N. Bălcescu — Bucureşti** 595

ILIESCU R.:

R **Instalaţiile termice şi de climatizare la centrul de televiziune din Bucureşti** 601

KEINTZEL E.:

C **Considerarea rotirii fundaţiilor la calculul prin distorsiuni al cadrelor etajate** 609

ANDRIEŞ S., STĂNESCU A.:

R **Întărirea mortarelor cu şi fără aditivi în condiţii de temperaturi scăzute** 611

CRONICĂ

RECENZII

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. ing. C. AVRAM, membru coresp. al Academiei, Institutul politehnic Timişoara
Ing. AL. AUSSLÄNDER, şef sector, Ministerul Construcţiilor Industriale
Ing. EM. BAICULESCU, director tehnic, IPIMPC
Acad. prof. ing. ŞTEFAN BĂLAN, Institutul de construcţii Bucureşti
Ing. O. BÎRSAN, director general DGCM-CPMB
Ing. TUDOR DINESCU, inginer specialist, IPIA
Ing. DINU ELIADE, şef sector tehnic, Ministerul Construcţiilor Industriale
Ing. I. GĂVOZDEA, vicepreşedinte al CSEAL
Ing. D. GHIŢESCU, şef secţie, INCERC
Ing. MIRCEA HUREZEANU, inginer şef, IMMR
Ing. CONST. IONESCU, adjunct al ministrului construcţiilor industriale
Ing. N. LASZLO, inginer şef, ISART
Ing. M. LUPAN, director adjunct ştiinţific, INCERC
Ing. A. MEDVEŢCHI, director în MIMC
Ing. RADU NEGRU, secretar al Comisiei Guvernamentale de Colaborare şi Cooperare Economică şi Tehnică
Ing. M. PĂTULEA, director în M. C. Ind.
Ing. SIMION POP, vicepreşedinte al Comitetului Executiv al Consiliului Popular al Municipiului Bucureşti
Prof. ing. VICTOR POPESCU, Institutul de construcţii Bucureşti
Prof. ing. OLIVIU RUSU, vicepreşedinte CNIT
Ing. GH. SLĂDESCU, inspector general de stat pentru construcţii
Ing. S. ŞIŞMAN, şeful Laboratorului central al M. C. Ind.
Ing. I. VASILESCU, director general al Centralei industriale de prefabricate din beton
Ing. P. VERNESCU, director IPC

Redactor responsabil
Prof. dr. ing. DAN F. DUMITRESCU
Institutul de construcţii Bucureşti

CONSTRUCŢII ŞI MATERIALE DE CONSTRUCŢIE

organ al
MINISTERULUI CONSTRUCŢIILOR INDUSTRIALE

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Redacţia şi administraţia: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, sector 1. Telefon: 16.49.14. Abonamentele se achită în contul de virament nr. 64.03.01.19 S.M.B. Serv. Decont Buget Stat. Simbol 5 000 sau prin mandat poştal.

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1970, conform aprobării D.P.D.P. nr. 10/10556/1970

Tiparul: Intreprinderea Poligrafică „Informaţia" – Bucureşti, c. 5779

SUMMARY

M. PĂUNESCU, GRATIELA MATEESCU: The behaviour of vibro-driven piles

Following the tests performed at some important building sites in Romania, the authors describe several results obtained on reinforced concrete piles driven by low-frequency vibrators (maximum 1200 rot/min). The results analysis provided a series of useful conclusions concerning the application of this system of foundation.

M. MANOLACHE: Considerations concerning the elaboration of the schedule of construction operations

Given the well—known importance of the performance scheme in job management and the elaboration of the programme of work, that has to include real and firm tasks. the author analyses a performance schedule for an industrial hall. with a view to choosing an optimal operative plan as regards costs and resources utilisation

I. APPELTAUER, N. BALUT, GH. DANETIU, V. GIONCU: Some aspects regarding the stability control of the cold-formed thin-walled steel members subject to centric compression stress

The authors discuss a topical problem, namely the stability of cold-framed thin-walled bars, for whose design it is necessary — by a suitable choice of the cross section size — to avoid, in the main members, the buckling of the walls and, wherever it is possible, the buckling by bending-twisting.

D. DELEANU: Ventilation and heating installations of the underground parking in Bălcescu-Square, Bucharest.

The article brings up the chief problems occuring in ventilation and heating design of great capacity underground parkings.

The article goes on with the adopted solutions for the 1,000 cars underground parking in Bălcescu-Square compared with the chosen solutions for the similar parkings built in other countries.

R. ILIESCU: Heating installation and climatization of the T.V. Centre of Bucharest

The author presents the adopted solutions in heating installation and climatization design at T.V. Centre of Bucharest, as well as the execution methods of these works, and the adaptations having been required as the work progressed.

E. KEINTZEL: Distortion analysis of multistorey frames considering the rotation of the foundations

The paper is a further contribution to a step by step computation of multistorey frames while considering the rotation of the foundations.

S. ANDRIES, A STANESCU: Hardening of mortars with or without additives in low-temperature conditions.

The authors describe the results of laboratory researches conducted at INCERC (Research Institute for Building and Construction Economy), as well as of the experiments performed on building sites with the aim of establishing the influence of additives made in Romania on the behaviour of mortars batched, mixed, poured, cured and hardened in low-temperature environments.

SOMMAIRE

M. PAUNESCU et GRAZIELA MATEESCU : Le comportement des pilotis battus à la sonnette

Suivant les expériences conduites en condition de chantier, les auteurs nous présentent les résultats obtenus par l'enfoncement des pieux de béton armé au moyen de sonnettes à basse fréquence (1200 rot/min maximum) à quelques travaux importants exécutés en Roumanie.

L'analyse des resultats a mis en evidence une série de conclusions profitables pour l'emploi de ce systeme de fondation sur pilotis enfoncés dans le sol par vibration.

M. MANOLACHE : Considérations concernant l'élaboration de programmes directeurs de travail dans la construction

Etant donnée l'importance du projet d'exécution dans l'organisation du chantier et dans l'élaboration du programme directeur de travail. qui doit contenir des tâches réelles et fermes, l'auteur analyse un projet d'exécution d'un halle industriel, en vue d'adopter un programme opératif optimum en ce qui regarde les coûts et l'utilisation des ressources.

I. APPELTAUER, N. BALUT, GH. DANETIU et V. GIONCU : Quelques aspects concernant le contrôle de la stabilité des éléments minces en acier formés à froid et sollicités à la compression centrique.

Il s'agit d'un problème très actuel, à savoir la stabilité des éléments en acier à parois minces, formés à froid. Pour établir leur projet il faut éliminer le voilage des parois et le flambement par flexion-torsion dans les éléments principaux, par un choix adequat des dimensions de la section transversale.

D. DELEANU : Ventilation et chauffage dans le parcage souterrain da la Place Balcesco à Bucarest

L'article contient les problèmes principaux qui surgissent dans l'établissement d'un projet de ventilation et chauffage des parcages souterrains de grande capacité. On indique aussi les solutions adoptées au parcage souterrain pour 1 000 voitures situé Place Balcesco à Bucarest, comparées à des solutions choisies aux parcages similaires d'autres pays.

R. ILIESCU : Les Installations de chauffage et de climatisation au Centre de la Télévision de Bucarest.

L'auteur présente les solutions adoptées par le projet dans les installations de chauffage et de climatisation du Centre de la Télévision de Bucarest, ainsi que la modalité dont elles ont été exécutées et les adaptations du projet qui se sont imposées au cours des travaux.

E. KEINTZEL : Considerations de la rotation des fondations dans le calcul par distorsions des cadres étagés.

L'article offre un complément au calcul d'itération des cadres étagés, dans le cas où on tient compte de la rotation des fondations.

S. ANDRIES et A. STANESCU : Le durcissement des mortiers avec ou sans additifs en conditions de temperatures basses

Les auteurs nous présentent les résultats des recherches de laboratoire effectuées dans le cadre de l'INCERC (Institut pour la recherche en construction et l'économie du bâtiment). De même sont analysées les expériences conduites sur les chantiers dans le but d'établir l'influence des additifs fabriqués en Roumanie sur le comportement des mortiers préparés, coulés et durcis en conditions de temperatures basses.

INHALT

M. PĂUNESCU, GRATIELA MATEESCU: Das Verhalten von durch Rüttelverfahren eingetriebenen Pfählen

Die Autoren führen vor, aufgrund von an der Baustelle durchgeführten Prüfungen, einige Ergebnisse in Zusammenhang mit dem Eintreiben von Stahlbeton Gründungspfählen unter Anwendung von Niederfrequenzrüttlern (höchstens 1200 U/min) bei einigen bedeuteren Bauarbeiten.
Eine eingehende Untersuchung der erlangten Ergebnisse ermöglichte einige wertvolle Schlussfolgerungen abzuleiten betreffend die Anwendung von durch Rütteln eingetriebenen Gründugspfählen.

M. MANOLACHE Einige Betrachtungen über das Ausarbeiten von Arbeitsprogrammen im Bauwesen

Da die bedeutende Rolle das Ausführungsprojektes für die Baustelleneinrichtung und das Ausarbeiten von Arbeitsprogrammen mit reellen und verbindlichen Aufgaben allgemein anerkannt ist, hat der Autor beschlossen den Ausführungsentwurf für eine Industriehalle eingehend zu untersuchen und daraufhin din operative Programm auszuarbeiten das zugleich optimale Lösungen was Kosten und Baustoffnutzung. anbetrifft liefern soll

I. APPELTAUER, N. BĂLUŢ, GH. DĂNETIU, V. GIONCU: Einiges zur Stabilitätsprüfung von mittig gedrückten dünnwandigen kaltgeformten Stahlstäben

Die Autoren bearbeiten ein aktuelles Thema nämlich die Stabilität von dünnwandigen kaltgeformten Stahlstäben bei deren Bemessung es nötig ist, durch eine zweckmässige Wahl der Querschnitte, das Ausbeulen der Hauptbeuteile. und womöglich das Biege-Drehung Knicken vorzubeugen

D. DELEANU: Heiz- und Lüftungsanlagen für die unterirdischen Parkanlagen im Nicolae Bălcescu Platz aus Bukarest

Der Artikel befasst sich mit den Hauptfragen die auftreten bei der Projektierung von Heiz- und Lüftungsanlagen für unterirdische Parkplätze. Weiterhin verden angegeben die Lösungen die angenommen wurden für den Bau eines unterirdischen Parkplatzes für 1000 PKW am Nicolae Bălcescu Platz; es folgen Vergleiche mit den Lösungen die gewählt wurden für andere ähnliche Parkplätze gebaut im Ausland.

R. ILIESCU: Heiz- und Klimaanlagen für das Bukarester Fernsehzentrum

Der Autor beschreibt die Lösungen die gewählt wurden bei der Projektierung der Heiz- und Klimaanlagen für das Bukarester Fernsehzentrum sowohl wie deren Ausführung; zu weilen hat es sich als notwendig erwiesen das Projekt dem Baugang anzupassen.

E. KEINTZEL: Distorsionsverfahren für die Berechnung von Stockwerkrahmen bei denen man die Drehung der Fundamente berücksichtigt.

Der Artikel ist ein Beitrag und eine Ergänzung der Näherungsberechnung von Stockwerkrahmen bei denen die Drehung der Fundamente berücksichtigt wird.

S. ANDRIES, A. STĂNESCU: Mörteln mit oder ohne Zusatzmitteln. Erhärten bei niederen Temperaturen

Die Autoren teilen mit die Ergebnisse der Laborforschungen Des Forschungsinstituts für Bauwesen und Bauwirtschaft (INCERC) und beschreiben die Prüfungen durchgeführt an der Baustelle um den Einfluss zu bestimmen den hierzulande erzeugte Zusatzmittel ausüben auf das Verhalten von Mörteln bei niederen Temperaturen gemischt, verlegt und erhärtet.

СОДЕРЖАНИЕ

М. ПЭУНЕСКУ, ГРАЦИЭЛА МАТЕЕСКУ: Поведение свай, забиваемых в грунт при помощи вибраций

Основываясь на экспериментах в натурных условиях, авторы приводят ряд результатов, полученных на некоторых из важных строек в С. Р. Румыния при забивке железобетонных свай с помощью вибраторов низких частот (не более 1.200 пов/минуту).

Рассматривая указанные данные следует ряд выводов полезных при применении свайных фундаментов, забиваемых вибрационным способом.

М. МИХАЛАКЕ: Соображения относительно разработки рабочих программ в строительстве

Учитывая важность рабочих чертежей при организации стройплощадки и разработке рабочей программы которая должна содержать реальные и твердые задания, автор анализирует рабочии проект промышленного цеха, в целях изначения оперативной, оптимальной с точки зрения себестоимости и использования рессурсов, программы работ.

И. АППЕЛТАУЕР, Н. БАЛУЦ, Г. ДЭНЕЦИУ, В. ДЖОНКУ: Некоторые аспекты проверки устойчивости тонкэстенных стержней холодно-формуемых, подверженных внецентренному сжатию

Авторы представляют актуальную проблему а именно: устойчивость холодно-формуемых тонкостенных стержней, при проектировании которых необходимо, при помощи подходящего назначения размеров поперечного сечения, исключить для главных элементов возможность появления волнистости стенок, ,а там где возможно, и продольный изгиб от изгиба-кручения.

Д. ДЕЛЯНУ
Вентиляционное и отопительное оборудование подземного паркажа на площади Н. Бэлческу в Бухаресте

В статье приведены важнейшие проблемы, возникающие при проектировании вентиляционных и отопительных установок для крупных подземных паркажей. Указаны принятые решения в случае подземного паркажа на 1.000 автомашин на площади Н. Бэлческу и приведены сравнения с принятыми решениями для сходных сооружений, возведенных в других странах.

Р. ИЛИЕСКУ
Тепловые и климатизационные оборудования Бухарестского Центра Телевидения

Авторы представляет принятые решения при проектировании тепловых и климатизационных установок Бухарестского Центра Телевидения, а также и способ их выполнения, который в некоторых случаях, привёл к необходимости произвести в ходе работ некоторые поправки проекту.

Е. КАЙНЦЕЛ:
Учет поворотв фундаментов при расчете многоэтажны рам при помощи дисторсий.

В статье приведено дополнение к итеративному расчёту многоэтажных рам, в случае учёта вращения фундаментов.

С. АНДРИЕШ, А. СТЭНЕСКУ: Твердение при низких температурах растворов с добавками и без таковых

Авторы описывают лабораторные исследования и приводят результаты, полученные в Исследовательском Институте по Строительству и Экономике Строительства (ИНЧЕРК) и при экспериментировании на стройках. Цель исследований состояла в определении влияния добавок отечественного изготовления на поведение строительных растворов, используемых и твердеющих при низких температурах,

COMPORTAREA PILOȚILOR INTRODUȘI ÎN PĂMÎNT CU AJUTORUL UTILAJELOR VIBRATOARE

Prof. dr. ing. Marin Păunescu, ing. Grațiela Mateescu
Institutul politehnic Timișoara

1. INTRODUCERE

Experiența folosirii piloților prefabricați dovedește din plin avantajele tehnico-economice ale acestei metode de fundare, realizîndu-se un pas spre dezvoltarea industrializării lucrărilor de fundații. Unul dintre factorii care influențează substanțial rentabilitatea acestei soluții de fundare îl reprezintă procedeul folosit pentru înfigerea piloților.

O metodă ce s-a afirmat în ultima vreme, ducînd la o productivitate ridicată și la scăderea prețului de cost al înfigerii piloților, este metoda vibrării [1], [2], [3], [4].

La congresele internaționale de mecanica pămînturilor și a lucrărilor de fundații din Londra 1957, Paris 1961 și Montreal 1965, diferiți cercetători au prezentat rezultatele unor experimentări din acest domeniu. Așa cum se arată cu ocazia congreselor amintite, ca și cu ocazia dezbaterilor de la conferința țărilor dunărene de mecanica pămînturilor în lucrări de drumuri (Viena, mai 1968) sau de la cea de a treia conferință maghiară de mecanica pămînturilor și lucrări de fundații (Budapesta. oct. 1968), dacă problema înfigerii elementelor prin vibrare pare să se clarifice, extinderea acestei metode se face relativ încet, deoarece se cunosc puține date asupra modului în care înfigerea cu ajutorul utilajelor vibratoare influențează capacitatea portantă a piloților. În acest sens, prezentăm în articol unele rezultate obținute cu ocazia înfigerii piloților de beton armat cu ajutorul vibratoarelor de joasă frecvență (maximum 1 200 rot/min).

2. LUCRĂRI EFECTUATE

În urma experimentărilor făcute în condiții de șantier s-au obținut rezultatele prezentate în continuare.

2.1. Șantierul unui cartier de locuințe din orașul Deva

Prima parte a acestor lucrări se referă la experimentările făcute în anul 1964 [2] și [3]. Rezultatele încercărilor de probă și caracteristicile terenului sînt prezentate în figura 1, S-au înfipt piloți de beton armat de marcă B 250 cu lungimea de 6 m, secțiunea de 25 × × 25 cm, prevăzuți cu armătură longitudinală formată din patru bare cu diametru de 12 mm.

Infigerea piloților s-a făcut cu vibratorul VE2 [2] adaptat la următorii parametri:

momentul static al excentricilor	2 500 kgf/cm
turația excentricilor	600 rot/min
puterea motorului electric	28 kW
greutatea vibratorului	1,8 tf
forța oscilatoare maximă	15 tf.

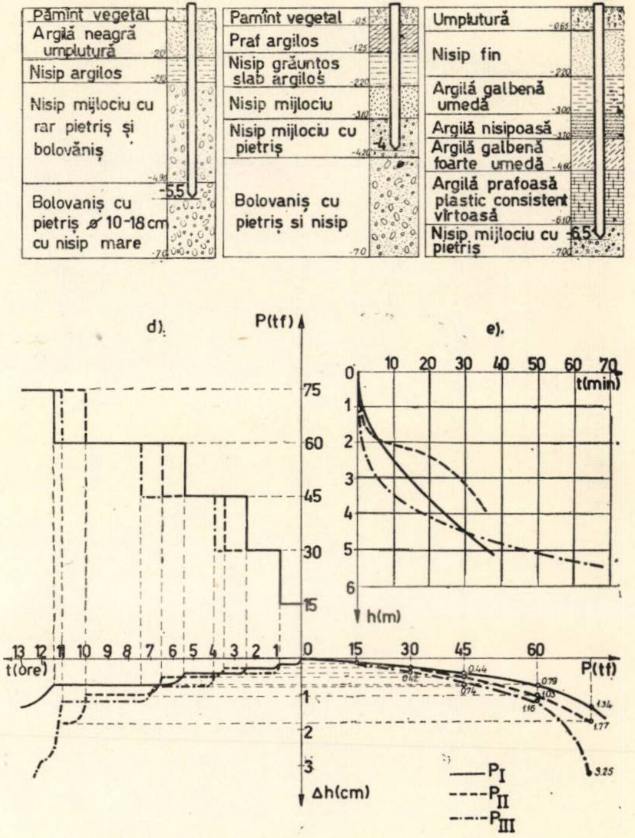

a).
P_I
Pămînt vegetal
Argilă neagră umplutură
Nisip argilos
Nisip mijlociu cu rar pietriș și bolovăniș
Bolovaniș cu pietriș ⌀ 10-18 cm cu nisip mare
-5,5
b).
P_{II}
Pamînt vegetal
Praf argilos
Nisip grăunțos slab argilos
Nisip mijlociu
Nisip mijlociu cu pietriș
Bolovaniș cu pietriș si nisip
-4
c).
P_{III}
Umplutură
Nisip fin
Argilă galbenă umedă
Argilă nisipoasă
Argilă galbenă foarte umedă
Argilă prafoasă plastic consistent vîrtoasă
Nisip mijlociu cu pietriș
-6,5
d).
P(tf)
75
60
45
30
15
t(ore)
Δh(cm)
e).
t(min)
h(m)
P(tf)
P_I
P_{II}
P_{III}

Fig. 1. Piloți prefabricați introduși prin vibrare pe șantierele blocurilor de locuințe D_6 și AB1 din orașul Deva

a; *b*; *c* — stratificația în care s-au înfipt piloții P_I, P_{II}, și P_{III}; *d* — diagramele obținute la încărcările statice de probă a piloților P_I, P_{II} și P_{III}; *e* — adîncimea de înfigere în funcție de timp pentru cei trei piloți

Încercările de probă s-au făcut la circa o lună de la înfigere.

Din rezultatele obţinute la încercările de probă se constată că tasarea de 1 cm s-a produs pentru cei trei piloţi după cum urmează : P_I la 68 tf, P_{II} la 60 tf, iar P_{III} la 55 tf.

Deşi lungimea de încastrare în pămînt a pilotului P_{III} este mai mare (6,50 m P_{III} faţă de 5,5 m P_I respectiv 4,0 m P_{II}), datorită influenţei vibraţiilor asupra stratelor de argilă, care au contribuit la deranjarea structurii argilei (manifestarea tixotropiei [6]), încărcarea corespunzătoare tasării de 1 cm a fost de numai 55 tone. În acelaşi timp, pentru realizarea aceleiaşi tasări (1 cm) a pilotului P_I au fost necesare 70 tf, iar pilotul P_{II} s-a tasat 1 cm sub 60 t. Rezultă astfel o capacitate portantă mai ridicată pentru piloţii introduşi în nisipuri (P_I şi P_{II}) faţă de cel introdus în argile (P_{III}).

A doua grupă de încercări se referă la rezultatele obţinute în anul 1966. Rezultatele încercărilor sînt prezentate în figura 2.

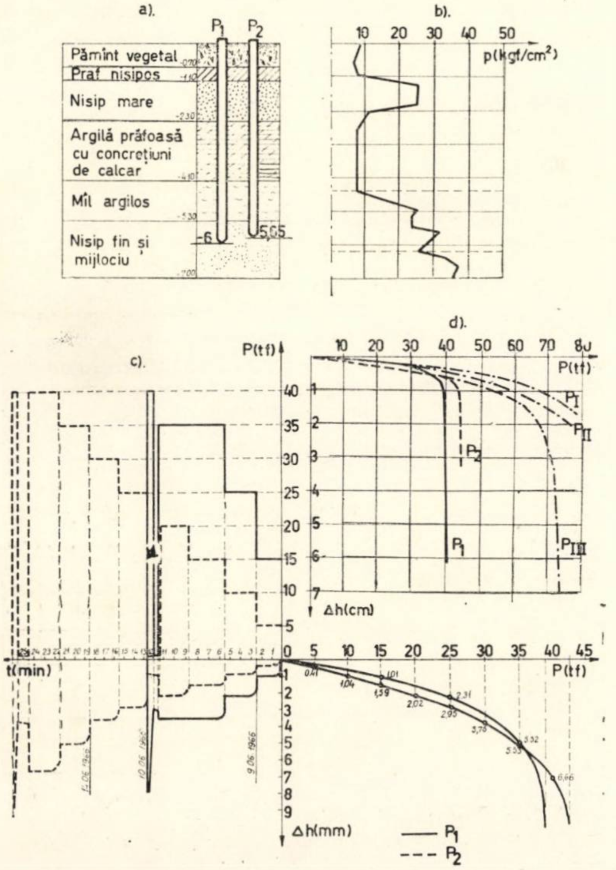


Fig. 2. Piloţi prefabricaţi introduşi prin vibropresare pe şantierul blocului de locuinţe D_1 din oraşul Deva

a — stratificaţia ; *b* — rezultatele penetrării statice cu con ; *c* — diagramele obţinute la încărcările statice de probă a piloţilor P_1 şi P_2 ; *d* — rezultate comparative ale încercărilor de probă

S-au înfipt piloţi de beton armat cu aceleaşi caracteristici ca şi în cazul anterior.

Înfigerea piloţilor s-a făcut prin vibropresare [1], [2], folosind vibroagregatul VVPS 20/11 cu următoarele caracteristici tehnice :

— turaţia excentricilor 700 + 900 rot/min
— forţa maximă de oscilaţie 20 tf
— forţa maximă de presare 11 tf.

Din rezultatele obţinute (fig. 2 a) se constată că pentru tasarea de 1 cm au fost necesare 38 tf (pilotul P_1) respectiv 45 tf (pilotul P_2). Se menţionează că încărcările de probă s-au făcut tot la o lună după înfigerea piloţilor, ceea ce n-a permis refacerea totală a structurii terenului argilos.

Din graficele prezentate (fig. 2 d) se desprinde concluzia că, în cazul pămînturilor argiloase, folosirea metodei de înfigere prin vibrare sau vibropresare (şi mai ales la frecvenţe mai ridicate) duce la reducerea capacităţii portante a pilotului ; în cazul în care vîrful pilotului reazemă suficient (min. 1 m) într-un nisip grosier sau în pietriş capacitatea portantă pe vîrf nu va scădea, ci, din contra, creşte (piloţii P_I şi P_{II}).

2.2. Şantierul unei termocentrale din oraşul Moldova Veche

În stratificaţia menţionată în figura 3 s-au înfipt piloţi de beton armat cu lungimea de 5,5 m, de secţiune pătrată 25 × 25 cm. Piloţii s-au executat din beton de marcă B 250, avînd patru armături longitudinale cu diametru de 12 mm. Înfigerea s-a făcut prin vibrare (pilotul P_1), respectiv prin vibropresare (pilotul P_2), aşezaţi la circa 2 m distanţă. În acest sens s-a folosit agregatul de producţie sovietică VVPS 20/11 [1] şi [5], adaptat corespunzător vibrării, respectiv vibropresării.

Piloţii s-au înfipt circa 50 cm într-un strat de pietriş cu nisip. Încărcările de probă au arătat o bună comportare a piloţilor la sarcini verticale. Astfel, pentru încărcarea de 80 tf s-au obţinut pătrunderi ale pilotului (tasări) de 10 mm (pilotul P_1), respectiv 11,8 mm (pilotul P_2).

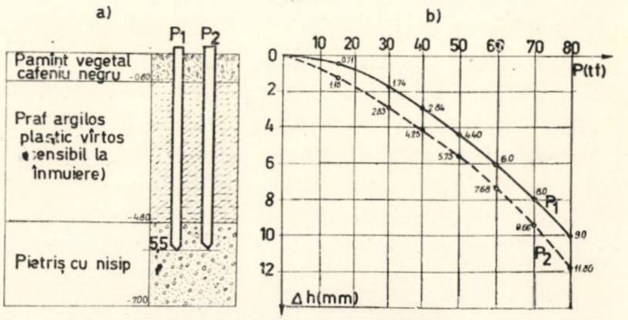


Fig. 3. Piloţi prefabricaţi introduşi prin vibrare (P_1) respectiv vibropresare (P_2) pe şantierul Moldova Veche

a — stratificaţia ; *b* — diagramele obţinute la încărcările statice de probă ale piloţilor P_1 şi P_2

După cum rezultă din figura 3 b, pentru pătrunderea pilotului de 10 mm a fost necesară o încărcare de 80 tf (P_1), respectiv 73 tf (P_2). Această diferenţă de încărcare este relativ mică (circa 9 % mai mult la pilotul P_1 faţă de pilotul P_2 pentru aceeaşi tasare). Se desprinde concluzia că, în cazul piloţilor încastrați în pietriș, capacitatea portantă a piloților introduși prin vibrare este foarte apropiată de a celor introduși prin vibropresare. Ținînd seamă de faptul că înfigerea prin vibrare a durat 28 de minute, iar cea prin vibropresare numai 15 minute, se poate considera că sporul de capacitate portantă s-ar datora acțiunii de îndesare în timp mai lung a pietrișului (cazul pilotului P_1). Oricum, efectul vibrării suprapuse în procesul celor două înfigeri s-a făcut simțit în ambele situații, ceea ce a dus, pentru coeficientul de siguranță egal cu 1,5, la o capacitate portantă ridicată și anume de 53,3 t (pilotul P_1), respectiv 48,6 tf (pilotul P_2); în cazul coeficientului de siguranță egal cu 2, capacitatea portantă este de 40 tf (pilotul P_1), respectiv 36,5 tf (pilotul P_2).

2.3. Șantierul unui combinat chimic

Pe șantierul unui combinat chimic [2], [3] s-au introdus numai în anul 1964, 3040 piloți de beton armat, dintre care 2 677 piloți verticali, introduși prin vibrare, și 363 introduși prin batere cu soneta.

Piloții erau executați din beton armat B 250 cu secțiunea de 35 × 35 cm și lungimea de 10 — 11 m, avînd armătura longitudinală formată din patru bare cu diametru de 24 mm.

Înfigerea prin vibrare s-a executat cu ajutorul vibratorului VP 1 de construcție sovietică [1], avînd următoarele caracteristici tehnice :

— momentul static al excentricilor	9 300kgf/cm
— rotația excentricilor	420 rot/min
— forța oscilatoare maximă,	18,5 tf
— greutatea vibratorului,	4,5 tf
— puterea motorului electric	60 kW

Infigerea prin batere s-a realizat cu ajutorul unui ciocan de 3 tf greutate, avînd o frecvență de circa 25 de lovituri pe minut.

În figura 4 se prezintă unele rezultate obținute ca valori medii ale comportării unui mare număr de piloți de pe acest șantier.

După cum rezultă din figura 4 a, înfigerea a avut loc în pămînt nisipos, încastrarea de bază făcîndu-se pe o lungime de 1,5 m într-un nisip mijlociu cu urme de pietriș [2]. Față de baterea cu berbecul — așa cum rezultă și din figura 3 b (pilotul P_1) — înfigerea prin vibrare (pilotul P_2) a dus la o creștere a productivității cu circa 30%. Una dintre cauzele care au dus la o viteză de înfigere relativ scăzută se datorește desigur raportului dintre accelerația vibrațiilor și accelerația gravitațională ($\eta = 3{,}2$) redus mult sub cel indicat în astfel de situații ($\eta = 4{,}5$) [2] și [3].

Comportarea piloților introduși prin vibrare și încărcați dovedește că, prin asigurarea unei încastrări de 1,4 m în stratul de nisip cu pietriș, se obțin tasări foarte reduse. Astfel, pilotul P_2, la încărcarea de 110 tf, se tasează cu numai 10 mm, iar la 160 tf cu 19,7 mm, în timp ce pilotul P_1, introdus prin batere, se tasează 10 mm pentru încărcarea de numai 80 tf și 20 mm la încărcarea de 108 tf. Încercările făcute în nisipuri pun astfel în evidență un spor considerabil al capacității portante (cu circa 40%) a piloților introduși prin vibrare față de cei introduși prin batere.

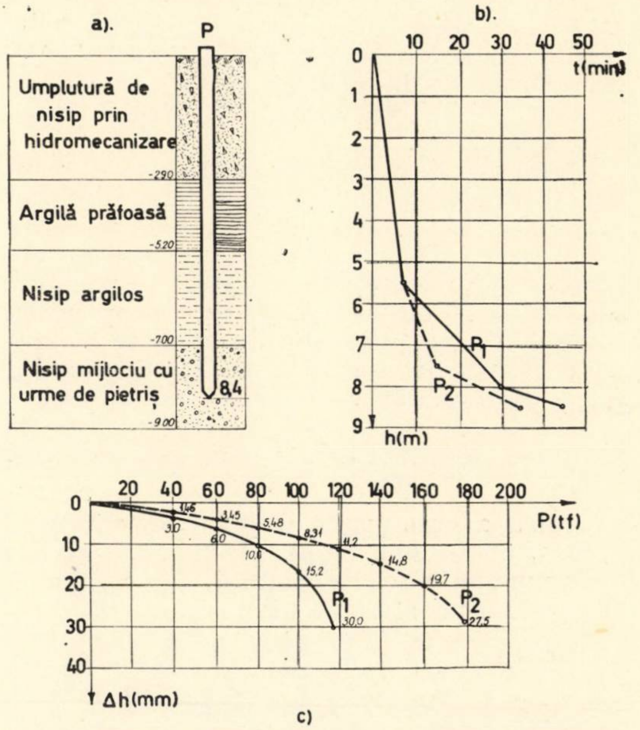


Fig. 4. Piloți prefabricați introduși în teren nisipos prin vibrare (pilotul P_2) respectiv prin batere (pilotul P_1) pe șantierul unui combinat chimic

a — stratificația și piloții ; *b* — adîncimea de înfigere în funcție de timpul necesar înfigerii ; *c* — rezultatele comparative ale încercărilor de probă

2.4. Șantierul unui siloz de cereale

În stratificația menționată în figura 5, în care predomină nisipul cu pietriș, s-au înfipt piloți de beton armat prefabricați de marcă B 250.

Piloții au avut lungimea de 6,5 m, cu secțiunea de 25 × 25 cm, prevăzuți cu patru bare de armătură longitudinală cu diametrul de 12 mm.

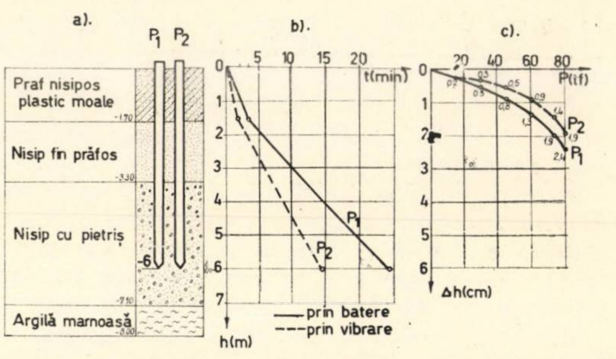


Fig. 5. Piloți prefabricați introduși prin vibrare (P_2) respectiv prin batere (P_1) pe șantierul unui siloz

a — stratificația și piloții ; *b* — adîncimea de înfigere în funcție de timpul necesar înfigerii ; *c* — rezultatele comparative ale încărcărilor de probă

Pentru grupa de piloţi menţionată, înfigerea s-a realizat prin batere (pilotul P_1) şi prin vibrare (pilotul P_2).

Înfigerea pilotului P_2 prin vibrare s-a executat cu vibratorul VE2 [2], [3] cu parametrii menţionaţi anterior. Baterea pilotului P_1 s-a realizat cu berbecul de 1 000 kgf la circa 25 de lovituri pe minut.

Din figura 5 b rezultă productivitatea ridicată obţinută prin folosirea vibrării, reducîndu-se timpul de înfigere cu circa 70 % faţă de baterea cu berbecul.

Încercările de probă (fig. 5 c) arată că pentru pătrunderea de 10 mm, pentru pilotul introdus prin vibrare P_2, au fost necesare numai 50 tf. Din comparaţia rezultatelor obţinute rezultă o creştere a capacităţii portante a pilotului P_2 cu circa 26 %, care se apreciază că se datoreşte procesului de îndesare a terenului nisipos în timpul introducerii pilotului sub efectul vibrării.

2.5. Şantierul cartierului de locuinţe din zona Circumvalaţiunii — Timişoara

Pentru a corespunde scopului experimental propus, piloţii s-au înfipt într-un teren argilos cu o umiditate relativ ridicată (fig. 6), fără a ajunge într-un strat de nisip.

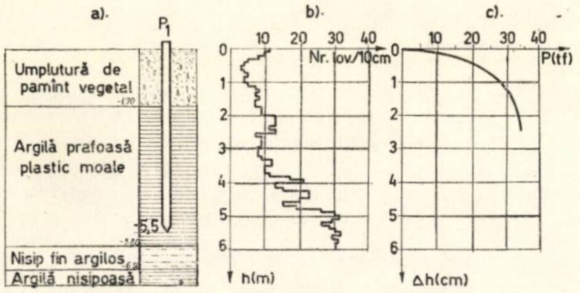


Fig. 6. Pilot prefabricat înfipt prin vibropresare în argilă
a—stratificaţia ; *b*—rezultatele penetrării ; *c*—curba de încărcare-tasare a pilotului

Penetrările au pus în evidenţă o rezistenţă a terenului scăzută pentru primii 4 m, sesizîndu-se o creştere începînd de la 4,50 m în jos. S-a folosit un pilot de beton armat B 250, cu lungimea de 5,50 m, secţiunea de 25 × 25 cm şi cu armătura formată din bare cu diametrul de 12 mm.

Înfigerea s-a făcut prin vibropresare, folosind agregatul VVPS 20/11, cu caracteristicile arătate anterior.

Încercările de probă (fig. 6 c) s-au făcut la trei zile după înfigere. Rezultatele obţinute pun în evidenţă o capacitate portantă relativ mică. Astfel, pentru pătrunderea cu 10 mm a fost necesară o încărcare de 20 tf. Deşi nu s-au făcut încercări pe piloţi prin batere, pe baza experienţei existente din încercări în condiţii similare se apreciază că această capacitate portantă este mult prea redusă. Reducerea substanţială a capacităţii portante se datorează influenţei vibraţiilor asupra proprietăţilor argilei îmbibate cu apă, care în apropierea pilotului (aşa cum s-a văzut în timpul lucrului) s-a transformat în hidrosol (a avut loc fenomenul de tixotropie) [5], [6].

Se desprinde astfel concluzia că folosirea vibrării la înfigerea piloţilor în argile îmbibate cu apă reduce capacitatea portantă a piloţilor. S-a constatat că, pe măsură ce trece timpul, capacitatea portantă este în creştere, ceea ce se explică prin gelificarea hidrosolului ce a luat naştere în timpul procesului de înfigere.

2.6. Şantierul unui complex social din Timişoara

S-au înfipt trei piloţi de probă în stratificaţiile prezentate în figura 7, caracteristice zonelor aluvionare.

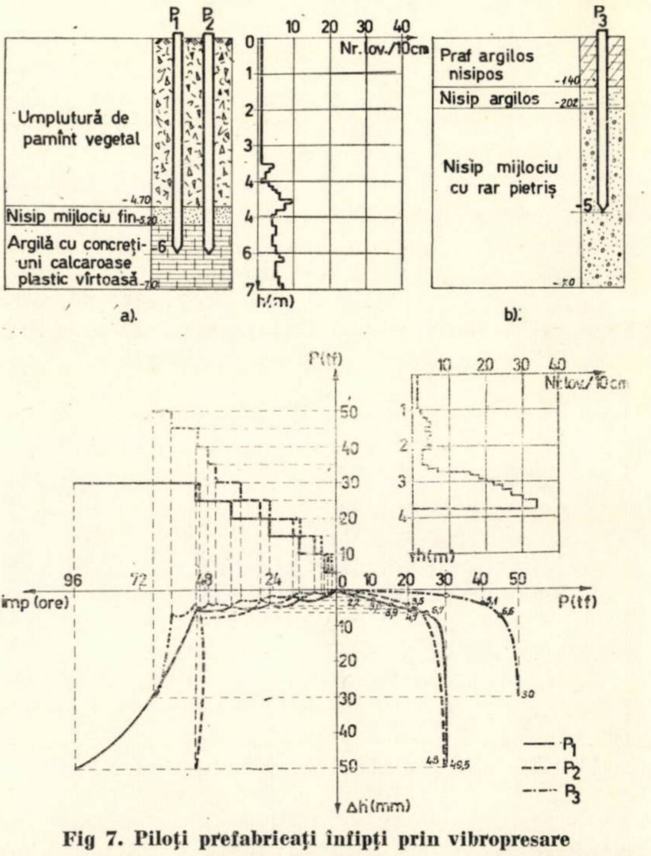


Fig 7. Piloţi prefabricaţi înfipţi prin vibropresare
a—stratificaţia şi rezultatele penetrării pentru piloţii P_1 şi P_2 ; *b*—stratificaţia şi rezultatele penetrării pentru pilotul P_3 ; *c*—rezultatele încărcărilor de probă

Piloţii erau de beton armat B 250, cu lungimea de 6,00 m, secţiunea de 25 × 25 cm, fiind armaţi cu patru bare cu diametru de 12 mm. Înfigerea s-a făcut folosind agregatul VVPS 20/11 cu parametrii indicaţi anterior. Piloţii P_1 şi P_2 s-au încastrat într-un strat de argilă, iar pilotul P_3 în nisipuri.

Încercările de probă au arătat pentru piloţii P_1 şi P_2 aproximativ aceeaşi valoare a capacităţii portante (la 7 mm tasare a fost necesară o încărcare de 25 t). Pentru aceeaşi pătrundere a pilotului P_3 (introdus în nisipuri) a fost necesară o încărcare de circa 45 tf.

Rezultatele obţinute pun în evidenţă capacitatea portantă redusă a piloţilor introduşi în argile, ca urmare a efectului vibrării, în comparaţie cu cea a piloţilor introduşi în nisipuri.

2.7. Şantierul staţiei seismologice din Timişoara

Cu ocazia executării staţiei seismologice a Universităţii din Timişoara s-au pus mai multe probleme referitoare la soluţia de fundare, printre care şi asigurarea unui pat practic incompresibil.

Stratificaţia terenului pe care se află construcţia şi fundaţia aparaturii de înregistrare este formată dintr-un strat de nisip fin, care se extinde în adîncime pe o grosime de circa 2,5 m, urmat de o zonă de nisip mare cu urme de pietriş de circa 4,5 m, sub care apare o argilă marnoasă. Nivelul apelor subterane era la circa 2,5 m faţă de suprafaţa terenului. În această situaţie s-a preferat soluţia de fundare pe piloţi scurţi introduşi în teren prin vibropresare. Astfel, pentru suprafaţa construită aferentă aparatului de măsurat de 18/5 m s-a considerat necesar un număr de 90 de piloţi de beton armat cu secţiune de 25 × 25 cm şi lungimea de 3,5 m, armaţi cu patru bare de 14 mm diametru.

Piloţii, plasaţi la distanţă de 1 m, au fost introduşi în teren prin vibrare, cu un raport dintre acceleraţia vibraţiilor şi acceleraţia gravitaţională de 4,5 [2] şi [3], ceea ce a permis o compactare ridicată a nisipului din zonă, ajungîndu-se la un grad de îndesare $I_D > 0{,}8$· În acest fel, în afara faptului că piloţii au avut o capacitate portantă ridicată (peste 30 tf), prin mărirea compactităţii terenului din zona amintită s-a creat, practic, o zonă stabilă, chiar în cazul apariţiei unor seisme de intensitate ridicată.

Observaţiile ulterioare asupra comportării aparaturii de măsurat seismele au dovedit o înaltă precizie, ceea ce pune în evidenţă eficacitatea soluţiei folosite.

3. CONCLUZII

Din încercările experimentale realizate în condiţii de şantier se desprind unele concluzii utile pentru aplicarea în continuare a soluţiilor de fundare pe piloţi introduşi în pămînt prin vibrare.

Din punctul de vedere al productivităţii, exemplele prezentate arată o productivitate în genere mai ridicată a metodei vibrării faţă de metodele prin batere, lucru arătat în detaliu şi în lucrările [1], [2], [3], [4] din lista bibliografică.

Se apreciază că înfigerea prin vibrare duce la o creştere a capacităţii portante a piloţilor, îndeosebi cînd aceştia se înfig în terenuri necoezive. Rezultatele obţinute au arătat că, faţă de metoda prin batere, creşterea capacităţii portante poate să fie de 20 — 50 %, în funcţie de starea de îndesare iniţială a nisipului.

Folosirea vibrării în cazul piloţilor flotanţi introduşi în argile (mai ales în cele îmbibate cu apă) duce la o scădere a capacităţii portante a piloţilor şi nu se recomandă. În cazul în care vîrful pilotului se încastrează circa 1 m într-un strat de nisip mare sau pietriş (pilot de rezistenţă), atunci metoda poate fi folosită, obţinîndu-se, în genere, aceeaşi capacitate portantă ca şi în cazul baterii.

Se apreciază că cercetările experimentale trebuie continuate atît la folosirea vibrării, cît şi a vibropercuţiilor, deoarece prin vibropercuţii se obţine o productivitate la înfigerea piloţilor mult mai ridicată (chiar şi în argile) decît cu oricare dintre metodele menţionate[3].

Bibliografie

[1] Barkan D.D. : *Vibrometod v stroitelstve.* Gostroizdat. Moscova, 1959.

[2] Păunescu M. : *Folosirea vibraţiilor la executarea unor lucrări de fundaţii.* Editura Tehnică. Bucureşti, 1966.

[3] Păunescu M. : *Einbringen und Ziehen verschiedener Bauelemente durch Rütteln.* Proceedings of the 3 rd Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. October 15—18, 1968. Akademiai Kiado, Budapest, 1968.

[4] Savinov A.O., Luskin A. : *Vibrationii metod pogrujenia svai i evo primenenie v stroitelstve.* Gastroizdat, Leningrad, 1960.

[5] Terzaghi K., Peck R. : *Soil Mechanics in Engineering practice.* New York, 1967.

[6] Mitchel J. K. : *Fundamental aspects of Thixotropy in soils.* Trans. ASCE, 126, Part. 1, pp. 1586—1620 (1961).

Consideraţii privind elaborarea programelor de lucru în construcţii

Ing. M. Manolache

Principala problemă a organizării activităţii de construcţii este aceea a studierii proiectului de execuţie. De aceea, el trebuie să fie complet, dar mai ales corect întocmit. Aceste două însuşiri obligatorii se pot realiza numai pe baza consultării, pe parcursul proiectării, a organizaţiilor executante şi a beneficiarului, atît cu privire la încadrarea în indicatoarele de norme de deviz, la analizele speciale de preţuri, cît şi cu privire la soluţiile şi materialele propuse. Trebuie lichidată practica actuală de a se face observaţii la proiectele de execuţie în cadrul unor termene limită, în grabă şi fără consultarea proiectanţilor, de cele mai multe ori de alte persoane decît cele ce urmează a fi însărcinate cu execuţia şi urmărirea lucrărilor. De asemenea, trebuie lichidată practica proiectării pe părţi de obiect şi deci pe categorii şi părţi de categorii de lucrări. Această practică nu permite organizarea raţională a execuţiei, aşa cum nu a permis Intreprinderii de construcţii-montaj nr. 1 din cadrul DGCM a Consiliului popular municipal Bucureşti la Centrul de televiziune Bucureşti unde, în decurs de patru ani, pentru cele 12 obiecte ale devizului general, au fost predate de proiectant 440 devize de execuţie, aferente tot atîtor părţi de categorii de lucrări. Numai pentru corpul studiouri au fost elaborate 210 devize de execuţie, unele dintre ele predîndu-se după ce s-au executat lucrările pe baza planşelor expediate anterior.

Excepţia de a proiecta pe părţi de obiect şi în consecinţă pe părţi de categorii de lucrări ar putea fi menţinută, de la caz la caz, numai prin hotărîrile Consiliului de Miniştri de aprobare a fondurilor de investiţii, pentru acele părţi de obiect dintr-un complex cu durata de execuţie mai mare de 5 ani, care se programează a intra parţial în funcţiune. Sînt de părere, însă, că asemenea derogări ar trebui date numai dacă se poate face o delimitare fizică a părţii de obiect care se planifică a intra parţial în funcţiune, dacă i se pot asigura toate instalaţiile tehnologice aferente şi i se poate face, prin proiectare, documentaţia de execuţie şi în special documentaţia economică distinctă. Altfel, la punerea în funcţiune parţială nu se poate face recepţia provizorie, nefiind întrunite condiţiile cerute de actele normative în vigoare.

Am făcut această sumară introducere pentru a arăta importanţa proiectului de execuţie în organizarea şantierului şi, în mod deosebit, în elaborarea programului de lucru, care trebuie să conţină sarcini reale şi ferme, atît sub aspectul cantităţilor, cît şi al termenelor şi duratelor.

Programul de lucru optim trebuie să fie rezultatul unei analize amănunţite. Nu poate fi considerat program de lucru orice enumerare a proceselor de construcţii-montaj. Indicarea cantităţilor, resurselor şi duratelor, a termenelor de începere şi de terminare etc., chiar dacă are la bază proiectul de execuţie, este necesară, dar nu şi suficientă. Pentru a obţine un program optim sînt necesare gîndirea logică şi în primul rînd cunoştinţe practice. Metoda graficului reţea pe care o folosim pentru analiza proiectului în vederea obţinerii unui program de execuţie, nu numai optim, dar şi foarte simplu, care să fie în adevăr instrument în organizarea şi controlul execuţiei, obligă pe constructori la gîndire. Fiecare activitate şi constrîngere ce apar în graficul reţea constituie probleme de analiză în vederea obţinerii soluţiilor optime.

Un obiectiv poate fi realizat după multe metode. Fiecare dintre acestea poate face obiectul unui grafic reţea. De aceea, pentru a simplifica analiza se poate folosi graficul reţea preliminar de formă schematică. Acesta poate fi apoi detaliat, fie pentru totalitatea activităţilor luate în consideraţie, fie numai pentru anumite părţi pentru care se vizează folosirea anumitor metode de lucru ce trebuie comparate.

Obiectul programării activităţii de construcţii, parte componentă a organizării execuţiei, îl constituie găsirea succesiunilor optime de activităţi, ale căror conţinut fizic, durate şi termene de începere să asigure folosirea cu maximă eficienţă a forţei de muncă şi a utilajelor în cadrul activităţii generale a întreprinderii de construcţii.

Programul de lucru trebuie să fie simplu şi să asigure pentru fiecare brigadă complexă sau echipă controlul şi remunerarea în concordanţă cu prevederile lui.

În urma studiilor şi observaţiilor am ajuns la concluzia că graficul reţea nu poate fi folosit ca instrument de organizare şi în special ca mijloc de control pe şantiere şi, cu atît mai puţin, la niveluri inferioare, din cauza formei lui complicate. El este însă un excelent mijloc de analiză şi studiu, care permite să se obţină elementele de bază ale planificării : durate optime, momentele începerii şi terminării, conţinutul optim al activităţilor, succesiunile tehnologice şi legăturile de condiţie.

În cele ce urmează se face analiza unui proiect de execuţie pentru o hală industrială. Obiectul analizei este acela al adoptării unui program operativ optim din punctul de vedere al costurilor şi folosirii resurselor. Plecăm de la un grafic reţea preliminar care foloseşte pentru activităţi gruparea prezentată în tabela 1. Activităţile sînt grupate pe criterii tehnologice şi organizatorice, avîndu-se în vedere necesitatea asigurării continuităţii şi uniformităţii muncii echipelor folosite pentru execuţia ciclurilor de activităţi înrudite tehnologic.

În coloana costuri a tabelei de mai jos s-a înscris valoarea materialelor stabilite conform devizelor, care este o constantă, indiferent de durata de execuţie şi valoarea manoperei şi utilajelor, care variază în funcţie de durată, calculată cu ajutorul tabelelor tarifare aferente resurselor pe care le luăm în consideraţie : încadrarea tarifară a muncitorilor, eventuali indici de depăşire a normelor, chiriile orare ale utilajelor puse la dispoziţie etc.

Programul rezultat în urma studierii proiectului, exprimat de graficul reţea din figura 1, construit în baza tabelei 1, duce la durata de execuţie de 348 zile lucrătoare.

Să numim acest program, programul preliminar de bază al lucrării. Am folosit pentru construirea lui metoda de reprezentare a activităţilor pe noduri.

Din examinarea graficului reţea din figura 1 şi a graficului calendaristic rezultant reiese că nu au fost rezolvate unele probleme foarte importante ale programării, şi anume :

— nu s-au asigurat continuitatea şi uniformitatea folosirii resurselor aparţinînd aceleiaşi categorii, prin categorie înţelegîndu-se aici un anumit utilaj sau o anumită echipă sau brigadă de muncitori organizată pentru a executa un ciclu tehnologic compus din activităţi înrudite ;

— nu s-a asigurat succesiunea ciclurilor tehnologice pentru evitarea revenirilor ulterioare ;

— nu s-a stabilit conţinutul optim al activităţilor în concordanţă cu principiul care reclamă organizarea echipelor pentru o durată cît mai îndelungată, cu menţinerea constantă a numărului de oameni folosiţi la realizarea obiectivului ;

— nu s-a făcut programarea fermă a execuţiei ; au fost lăsate la latitudinea conducătorului lucrărilor rezervele de timp, care ar putea fi folosite neraţional.

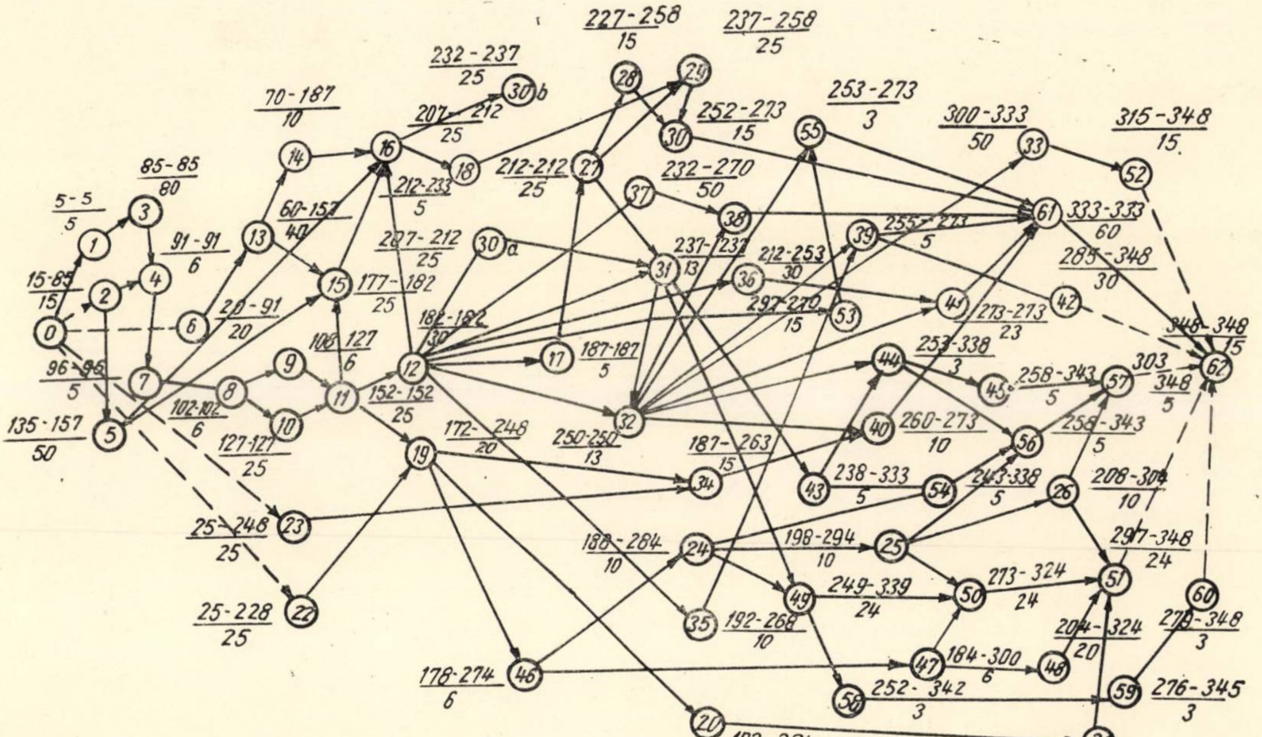

227-258
15
237-258
25
232-237
25
30b
70-187
10
207-212
25
252-273
15
253-273
3
300-333
50
315-348
15
85-85
80
212-212
25
212-233
5
232-270
50
5-5
5
60-157
40
91-91
6
227-212
25
30a
237-232
13
212-253
30
255-273
5
333-333
60
285-348
30
15-85
15
177-182
25
182-182
30
297-270
15
273-273
23
20-91
20
100-127
6
187-187
5
253-338
3
348-348
15
96-96
5
258-343
5
303
348
5
102-102
6
152-152
25
260-273
10
258-343
5
135-157
50
127-127
25
172-248
20
250-250
13
187-263
15
238-333
5
243-338
5
208-304
10
25-248
25
188-284
10
198-294
10
297-348
24
249-339
24
273-324
24
25-228
25
192-268
10
204-324
20
279-348
3
184-300
6
178-274
6
252-342
3
276-345
3
192-304
20
212-324
20
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62

Fig. 1

Tabela 1

Denumirea ciclului	Nr. activității	Denumirea activității	Durata normală	Costuri directe normale (mii lei)
Pregătirea construcțiilor și confecțiilor metalice	1	Comandarea construcțiilor metalice	5	—
	2	Aprovizionarea utilajului de montaj	15	—
	3	Executarea construcțiilor metalice	80	—
	4	Aprovizionarea construcțiilor metalice pe șantier	6	—
	5	Executarea și aprovizionarea confecțiilor metalice	50	—
Fundații	6	Fundații stîlpi	20	20
Montaj construcții și confecții metalice	7	Montaj stîlpi	5	480
	8	Montaj ferme principale I	6	600
	9	Montaj ferme principale II	6	600
	10	Montaj ferme sec. I	25	320
	11	Montaj ferme sec. II	25	320
	12	Finisaj montaj	30	160
Fundații frontoane	13	Fundații fronton stg.	10	12
	14	Fundații fronton dr.	10	12
Zidării	15	Zidărie stg.	25	20
	16	Zidărie dr.	25	20
Plăci acoperiș	17	Plăci monolit stg.	5	120
	18	Plăci monolit dr.	5	120
Canale	19	Canale sector 1	20	18
	20	Canale sector 2	20	18
	21	Canale sector 3	20	18
Racord exterior instalații	22	Racord instalații sanitare	25	60
	23	Racord aer comprimat	25	70
Tuburi electrice îngropate	24	Tub electric îngropat sector 1	10	80
	25	Idem sector 2	10	70
	26	Idem sector 3	10	80
Hidro și termoizolații acoperiș	27	Hidroizolații stg.	25	60
	28	Termoizolații stg.	15	80
	29	Hidroizolații dr.	25	60
	30	Termoizolații dr.	15	80
Montarea tîmplăriei	30 *a*	Montarea tîmplăriei ,,a”	25	140
	30 *b*	Montarea tîmplăriei ,,b”	25	140
Tencuieli	31	Tencuieli stg.	13	15
	32	Tencuieli dr.	13	15
	33	Tencuieli și placaje exterioare	50	90
Instalații interioare	34	Inst. aer comprimat zona ,,a”	15	160
	35	Inst. gaze zona ,,a”	10	40
	36	Inst. apă caldă ,,a”	30	140
	37	Inst. aer cald ,,a”	50	140
	38	Inst. aer cald ,,b”	3	16
	39	Inst. gaze ,,b”	5	20
	40	Inst. aer comprimat ,,b”	10	90
	41	Inst. apă caldă ,,b”	20	120
	42	Legături gaze	30	12

Tabela 1 (continuare)

Denumirea ciclului	Nr. activităţii	Denumirea activităţii	Durata normală	Costuri directe normale (mii lei)
Tuburi electrice aparente	43	Tub aparent sector 1	5	25
	44	Tub aparent sector 2	5	25
	45	Tub aparent sector 3	5	25
Fundaţii maşini	46	Fundaţii maşini 1	6	8
	47	Fundaţii maşini 2	6	8
	48	Fundaţii maşini 3	20	30
Pardoseli şi trotuare	49	Pardoseli sector 1	24	160
	50	Pradoseli sector 2	24	160
	51	Pardoseli sector 3	24	160
	52	Trotuare	15	60
Conductori electrici	53	Inst. electrice iluminat zona ,,a"	15	180
	54	Conductori electrici sector 1	5	60
	55	Inst. electrice iluminat zona ,,b"	5	50
	56	Conductori electrici sector 2	5	60
	57	Conductori electrici sector 3	5	60
Obiecte sanitare	58	Obiecte sanitare sector 1	3	8
	59	Obiecte sanitare sector 2	3	8
	60	Obiecte sanitare sector 3	3	8
Finisaj interior	61	Finisaj interior	60	220
Mobilier-dotărior	62	Mobilier dotări	15	—
		TOTAL		5.951

Din graficul reţea prezentat în figura 1 rezultă, de exemplu, că activităţile 34 şi 40, ambele activităţi de instalaţii de aer comprimat în cele două sectoare ,,a" şi ,,b", se execută cu o discontinuitate de 73 de zile. Această observaţie este valabilă şi pentru activităţile 25 şi 39, care se referă la instalaţiile de gaze în cele două zone, activităţile 37 şi 38, care se referă la instalaţiile de aer cald etc. Remarcăm, prin urmare, o abatere de la principiile unei organizări raţionale în cadrul grupului de activităţi 34 — 42, care alcătuiesc ciclul tehnologic ,,instalaţii tehnice interioare". Ea este rezultatul legăturilor tehnologice adoptate la construcţia graficului reţea propus pentru programul preliminar din figura 1, care au impus termene de începere şi respectiv de terminare necorespunzătoare.

O altă deficienţă organizatorică ce reiese din examinarea graficului reţea propus în programul din figura 1 se referă la suprapunerea în timp a execuţiei unor activităţi aparţinînd aceluiaşi ciclu tehnologic, cum sînt, de exemplu, activităţile 50 şi 51 de pardoseli, activităţile 9 şi 10 de montaj ferme, activităţile 28 şi 29 de izolaţii acoperiş etc. Dacă am lua în consideraţie programul propus prin graficul reţea din figura 1 ar însemna ca echipele de lucrători şi respectiv utilajele folosite pentru execuţia acestor activităţi să fie ajutate prin resurse suplimentare sau, în cadrul rezervelor de timp, să se facă o altă programare a execuţiei, de către conducătorul lucrărilor de construcţii. Or, procedînd astfel, nu se respectă cerinţa principiului uniformităţii şi continuităţii în cadrul programului.

La elaborarea programului prelimimar este necesară respectarea următoarelor reguli :

— Gruparea articolelor de deviz pe sectoare de lucru trebuie să aibă în vedere criteriul delimitării spaţiale sau al delimitării funcţionale. În acest sens, trebuie adoptate sectoare pentru care activităţile aferente pot fi considerate etape în desfăşurarea procesului de lucru. Nu pot fi admise în elaborarea programelor de lucru activităţi cu conţinut fără delimitare certă, fermă.

— Activităţile trebuie să fie grupate în cicluri tehnologice după acelaşi criteriu care stă la baza organizării brigăzilor sau echipelor pentru execuţie în acord global, adică înrudirea profesională şi tipul utilajelor folosite.

— La stabilirea activităţilor trebuie să se ţină seamă de necesitatea creării condiţiilor pentru folosirea uniformă şi continuă a unei categorii de resurse — echipă, brigadă sau utilaj — din momentul intrării în obiectiv şi pînă la ieşirea acesteia.

— Duratele adoptate pentru realizarea activităţilor din cadrul unui ciclu tehnologic trebuie astfel stabilite încît să nu necesite modificarea pe parcurs a cantității de resurse, forță de muncă și utilaje puse la dispoziție.

Primele concluzii ce rezultă din examinarea graficului rețea și graficului calendaristic prezentat în figurile 1 și 2 pentru programul preliminar sînt următoarele:

— Nu sînt respectate în totalitate regulile expuse mai sus.

— Sînt lăsate la latitudinea conducătorului lucrărilor rezervele de timp, deci programarea nu este fermă din punctul de vedere al începerii și terminării activităților. Rezervele de timp trebuie considerate elemente de analiză ale graficului rețea pentru organul de programare. Ele nu trebuie să fie aduse la cunoștință prin programul de lucru, care este instrument de organizare și urmărire a desfășurării proceselor de construcții.

— Apariția unor activități, definite ca urmare a sectorizării adoptate, ce nu reprezintă condiții de începere a unor activități aparținînd altor cicluri tehnologice. Exemplu activitățile: 37 instalații de aer cald în sectorul „a", 53 instalații electrice în sectorul „a", instalații de apă caldă în sectorul „a" etc. Aceste categorii de activități pot fi comasate cu activitățile asemănătoare din sectorul următor.

— Graficul rețea pentru programul preliminar, care este un program de analiză în vederea optimizării, conține 102 legături tehnologice pentru cele 62 de activități, ceea ce îl face complicat și impropriu pentru a fi instrument de organizare.

Rezultă, prin urmare, necesitatea adoptării unui program II îmbunătățit.

În vederea elaborării acestui program să mai admitem cîteva principii:

— În activitata de construcții există succesiuni de activități executate de aceeași formație de muncitori, a căror reprezentare în graficul rețea propun a fi pe verticală, de sus în jos. Să numim aceste activități succesiunile verticale ale graficului rețea.

— De asemenea, există succesiuni de cicluri tehnologice a căror reprezentare în graficul rețea propun a fi pe orizontală, de la stînga la dreapta. Să numim aceste cicluri succesiuni orizontale ale graficului rețea.

În baza principiilor pe care le-am expus mai sus și a analizei programului preliminar, rezultă necesitatea unei îmbunătățiri a grupării activităților pe care le prezentăm într-o tabelă asemănătoare cu tabela 1.

Am menținut aceleași durate de execuție. S-au reconsiderat legăturile tehnologice și conținutul activităților. În urma acestei analize se obține programul II, care are 54 de activități, numai 60 de legături tehnologice și durata totală de execuție 333 de zile.

O primă concluzie ce se desprinde din examinarea graficului rețea elaborat pentru programul II (fig. 2) este aceea că

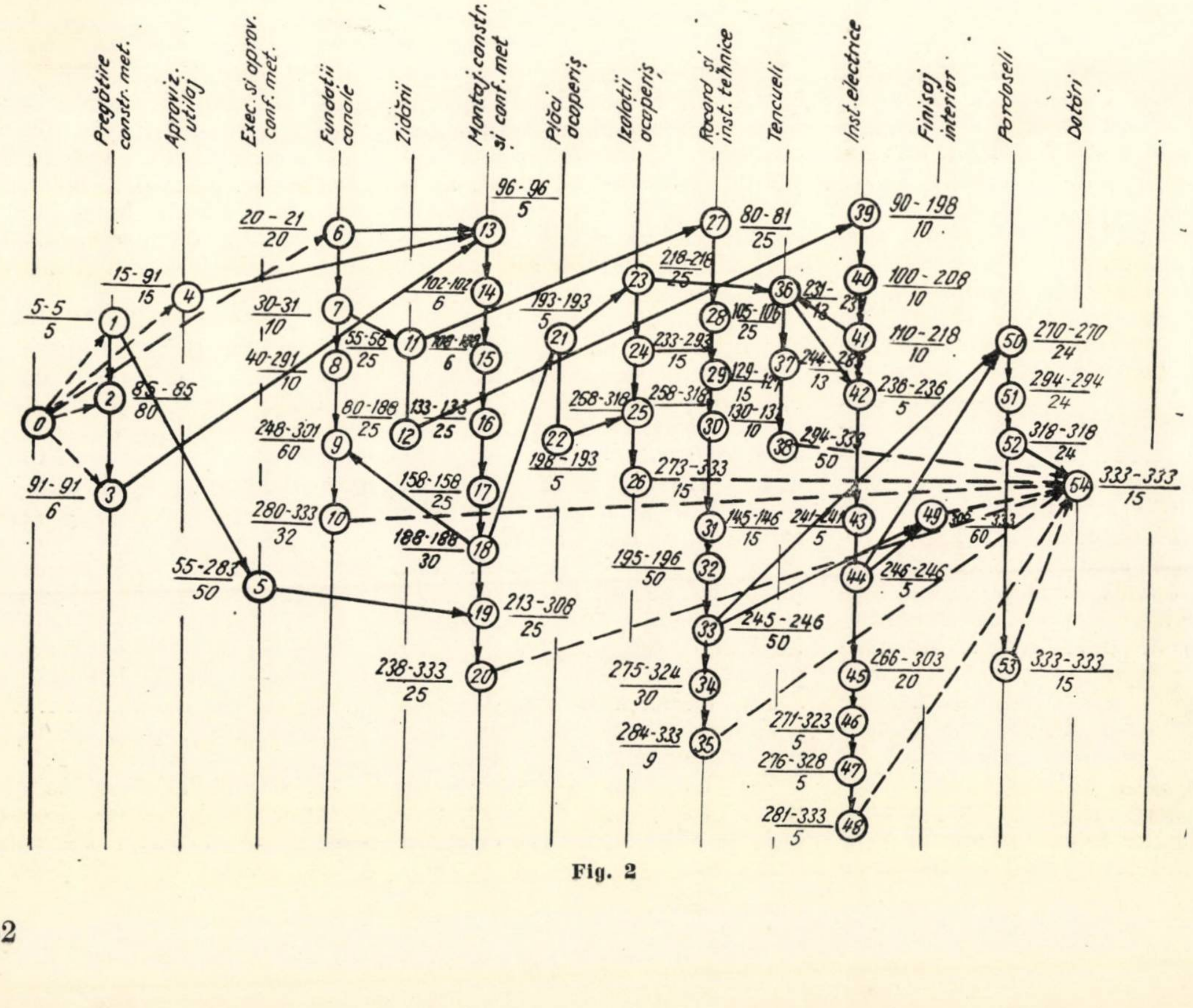


Fig. 2

se menţin în continuare activităţi în succesiunile verticale ale căror momente de terminare nu sînt condiţii pentru începerea activităţilor din succesiunile orizontale. Prin urmare, activităţile din această categorie pot fi grupate. Aşa, de exemplu, se poate face gruparea pe verticală a activităţilor 13, 14, 15, 16 şi 17; 19, 20; 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33; 34, 35; 36, 38,; 39, 40, 41; 42, 43, 44; 45, 46, 47, 48; 50, 51, 52.

De asemenea, se poate îmbunătăţi şi structura succesiunilor orizontale, creîndu-se noi cicluri de activităţi, prin restrîngerea altora. De exemplu: pot fi grupate în ciclu tehnologic distinct activităţile 9 şi 10; 19 şi 20.

Procedînd în sensul concluziilor arătate mai sus, ajungem la un nou program îmbunătăţit reprezentat în tabela 2 şi figura 3.

Acest ultim program conţine numai 30 de activităţi şi 35 de legături tehnologice. Graficul reţea aferent este mult mai simplu şi uşor de citit. Totuşi, el nu poate fi instrument de organizarea execuţiei, pentru că conţine în continuare elemente de analiză: rezervele de timp şi totalitatea legăturilor tehnologice. De aceea, propun ca în programul pentru organizarea lucrărilor, pe şantier să se predea numai graficul calendaristic din figura 4.

Tabela 2

Denumirea ciclului	Nr. activităţii	Denumirea activităţii	Durata	Costuri directe (mii lei)
a) Construcţii metalice	1	Comandarea constr. metalice	5	—
	2	Executarea constr. metalice	80	—
	3	Aprovizionarea constr. metalice	6	—
b) Aprovizionarea utilajului pt. montaj	4	Aprovizionarea utilajului pentru montaj	15	—
c) Execuţie şi aprovizonare confecţii metalice	5	Exec. şi aprovizionarea confecţiilor metalice	50	—
d) Fundaţii	6	Fundaţii stîlpi	20	20
	7	Fundaţii fronton stg.	10	12
	8	Fundaţii fronton dr.	10	12
e) Zidării	9	Zidărie stg.	25	20
	10	Zidărie dr.	25	20
f) Montaj construcţii metalice	11	Montaj construcţii metalice	50	2 320
	12	Finisaj montaj construcţii metalice	25	160
g) Montaj tîmplărie metalică	13	Montaj tîmplărie metalică	45	280
h) Canale şi maşini fundaţii	14	Canale şi fundaţii maşini	85	100
i) Plăci acoperiş	15	Plăci monolit stg.	5	120
	16	Plăci monolit dr.	5	120
j) Izolaţii acoperiş	17	Hidroizolaţie stg.	25	60
	18	Termoizolaţie stg.	15	80
	19	Hidroizolaţie dr.	25	60
	20	Termoizolaţie dr.	15	80
k) Instalaţii tehnice	21	Instalaţii tehnice	180	856
l) Legături şi obiecte sanitare	22	Legături şi obiecte sanitare	35	36
m) Tuburi electrice îngropate	23	Tuburi electrice îngropate	30	230
n) Tencuieli interioare şi exterioare + placaje	24	Tencuieli interioare şi exterioare + placaje	60	120
o) Tuburi electrice aparente	25	Tuburi electrice aparente	15	75
p) Conductori electrici	26	Conductori electrici	35	410
r) Pardoseli	27	Pardoseli	70	480
s) Trotuare	28	Trotuare	15	60
t) Finisaj interior	29	Finisaj interior	55	220
u) Dotări-mobilier	30	Dotări-mobilier	15	—
				5951

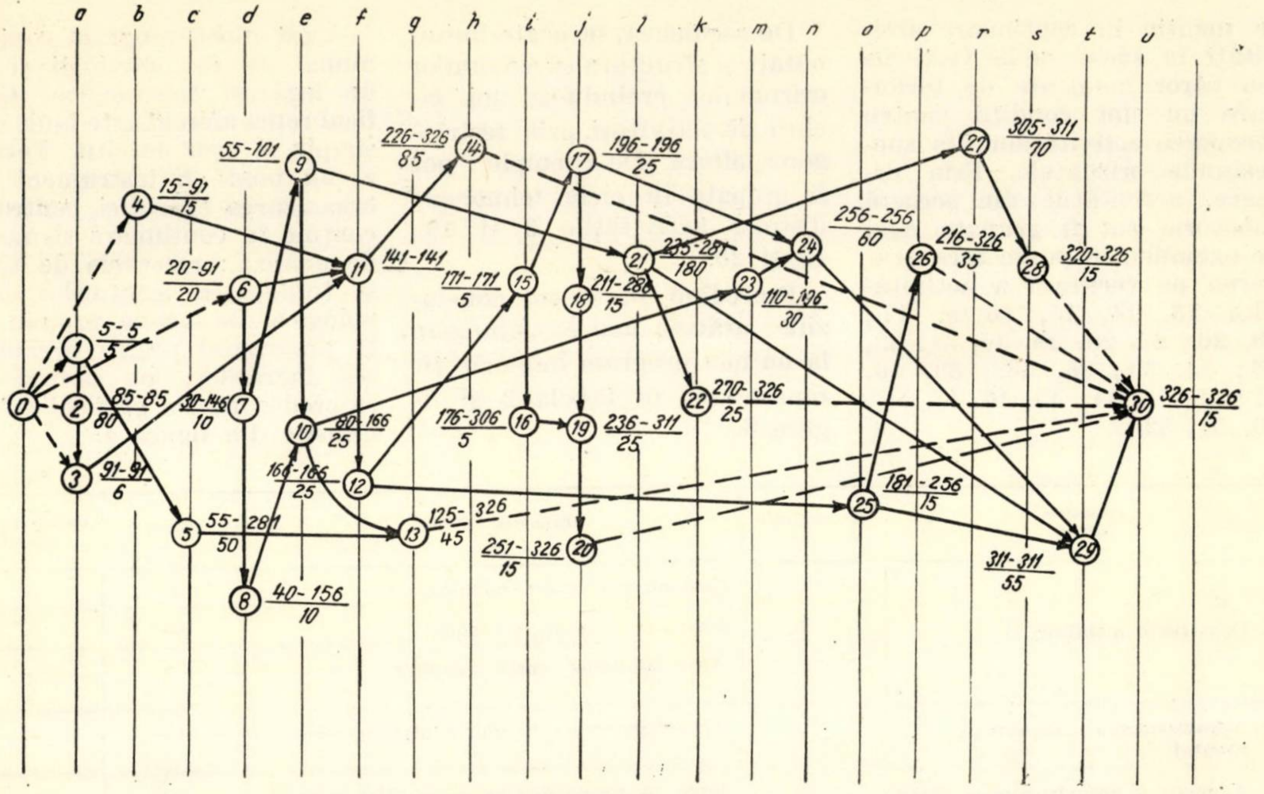


Fig. 3

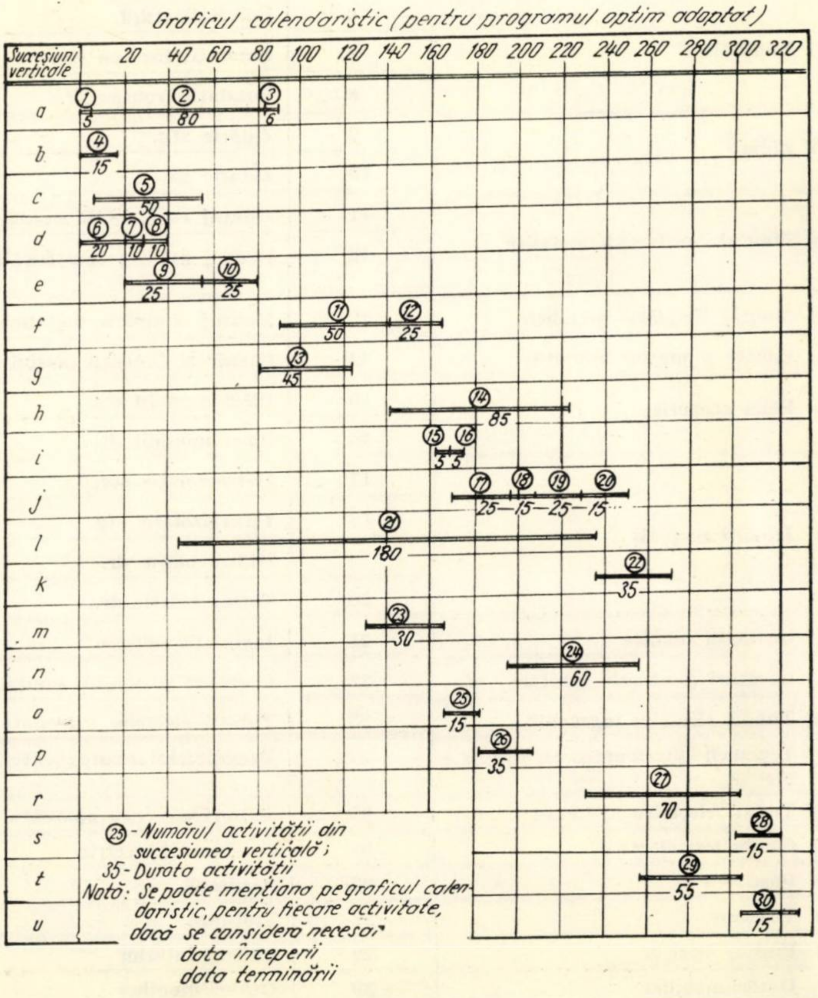


Fig. 4

În acest grafic calendaristic nu se vor mai prezenta rezervele de timp ale activităţilor. Programul de lucru indică termene ferme pentru începerea şi terminarea activităţilor al căror conţinut va trebui să constituie obiectul unor eventuale contracte de importanţă locală încheiate cu formaţiile de muncitori. Numai o programare fermă este de natură să stimuleze. Organul de programare al întreprinderii sau al şantierului poate să prezinte totuşi şi graficul reţea pentru evidenţierea legăturilor tehnologice de condiţie (fig. 5). În acest grafic reţea se dau activităţile reprezentate pe noduri, duratele acestora înscrise în cercul cu care se reprezintă nodul, în dreapta sus, şi momentul terminării activităţii, sus în stînga.

În graficul reţea din figura 5 se dau numai legăturile tehnologice care dau drumurile de lungime maximă. După cum se poate vedea cu uşurinţă, graficul reţea propus pentru programul II este simplu şi poate constitui instrument de lucru pentru organizarea şi urmărirea lucrărilor

Avantajele unei programări care folosește activități cu conținut larg sînt evidente. Ea permite o mai bună organizare a proceselor de lucru, asigură stabilitatea, simplifică activitatea de control și informare, stimulează inițiativa și preocuparea conducătorului proceselor de lucru și în mod deosebit a șefilor de echipă și brigadă. Activitățile cu conținut larg corespund principiului organizării muncii în construcții, care are la bază echipa sau brigada. Totdeauna succesele unei întreprinderi de construcții depind de preocuparea manifestată de ingineri și maiștri în a organiza echipe sau brigăzi stabile în concordanță cu gradul de complexitate al activităților.

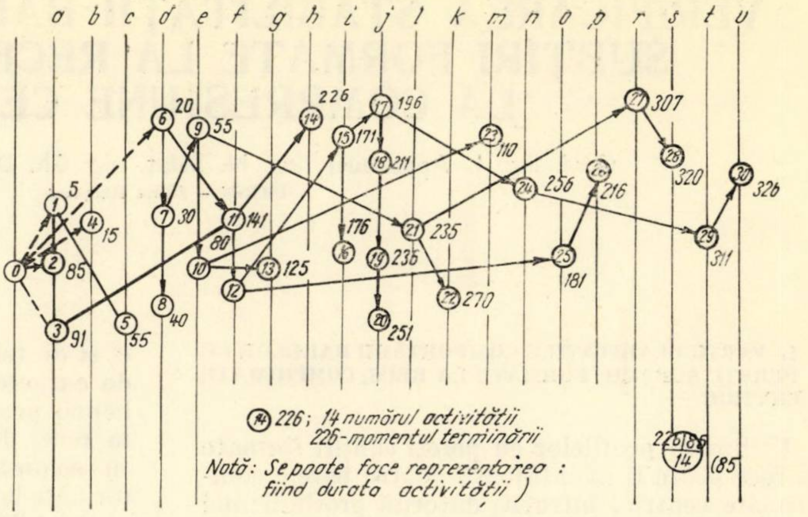


Fig. 5

NOUTĂȚI

NOI ELEMENTE DE CONSTRUCȚIE

Elementele de construcție STUP sînt alcătuite din profile standard de beton a căror preasamblare permite realizarea de planșee, elemente finite de acoperiș, structuri de clădiri industriale și lucrări de artă într-o gamă de deschideri mergînd de la 7 la 35 m.

Fabricarea în uzină, asociată cu tehnica pretensionării prin toroane aderente, face ca aceste elemente să fie veritabile produse industriale.

Iată cîteva din avantajele pe care le aduce utilizarea lor :

Pentru constructor :

— o reducere importantă a termenelor și asigurarea respectării lor ;

— o mare suplețe de utilizare în ciuda tipizării (posibilități de rezerve, inserturi) ;

— prestații complete, unii fabricanți putînd chiar să asigure montarea elementelor furnizate ;

— comportarea excelentă față de o greutate minimă (economii de fundații și elemente portante).

Pentru beneficiar :

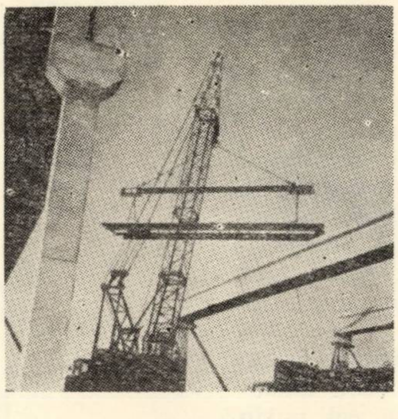
— garanții oferite datorită unui control constant al materialelor și al produsului finit ;

— posibilitatea de a obține spații mari la parter, într-o formulă ce rămîne totuși economică ;

— forme funcționale și estetice ;

— nu necesită întreținere și au o bună rezistență la foc.

Un exemplu caracteristic de utilizare a acestor elemente pretensionate se poate vedea în fotografie ; este vorba de aerogara de mărfuri mecanizată de la Orly, unde 25 000 m^2 de acoperișuri și planșee au fost realizate cu elemente TT sau chesoane de 10—16 m deschidere rezemînd pe grinzi de 1—24 m deschidere



Din Bâtir, iunie 1970

MANIPULAREA PANOURILOR PREFABRICATE CU PALONIERE CU VID

Avantajul principal al palonierelor cu vid constă în faptul că nu au nevoie de nici un fel de sisteme de ancorare încorporate în elemente, deoarece apucarea se face cu ventuze.

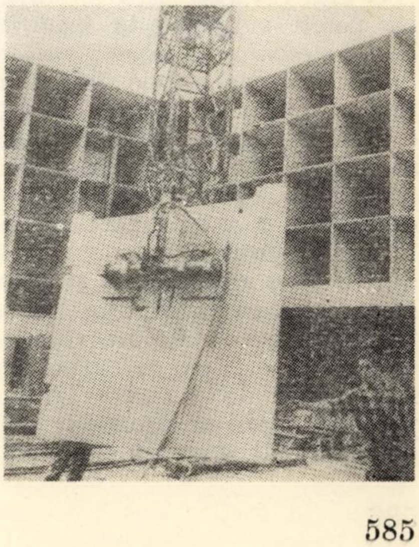
Partea de rezistență a palonierului poate prezenta forme diverse (cadru sau grindă în H). Un compresor sau o pompă de vid pentru sarcini mai importante poate fi încorporată cadrului, în felul acesta aparatul devenind autonom. Anumite tipuri pot oscila, permițînd astfel ridicarea elementelor în poziție orizontală sau verticală.

Organul de fixare este alcătuit din ventuze, care pot fi de forme diferite (circulare, dreptunghiulare sau pătrate). Principiul general este simplu : se creează o depresiune în partea superioară a ventuzei, fie prin trecerea unui jet de aer comprimat, fie direct prin acționarea unei pompe de vid, asigurînd prinderea prin ventuze cu o presiune de ordinul a 800 g/cm^2.

Problema etanșeității ventuzei este rezolvată prin turtirea unei garnituri suple fixate la placa metalică, dar nu trebuie ca suprafața betonului să fie prea secugulată sau rugoasă. Un sistem de securitate menține vidul în caz de pană.

Acest tip de palonier, în funcție de dimensiunea ventuzelor — deci a repartizării efortului — permite decofrarea elementelor de beton înainte de întărirea definitivă, care nu ar admite o tracțiune localizată.

Din Annales I.T.B.T.P., iulie-august 1970



VERIFICAREA STABILITĂŢII BARELOR CU PEREŢI SUBŢIRI FORMATE LA RECE, SOLICITATE LA COMPRESIUNE CENTRICĂ

Conf. ing. I. Appeltauer, ing. N. Băluţ, ing. Gh. Dăneţiu, ing. V. Gioncu
INCERC — Filiala Timişoara

1. PARTICULARITĂŢILE COMPORTĂRII BARELOR CU PEREŢI SUBŢIRI FORMATE LA RECE, COMPRIMATE CENTRIC

Utilizarea profilelor cu pereţi subţiri formate la rece poate fi avantajoasă pentru barele comprimate centric, întrucît, datorită grosimii mici a pereţilor, se realizează, la aceeaşi arie a secţiunii transversale, momente de inerţie considerabil mai mari.

Trebuie însă avut în vedere faptul că, tot datorită grosimii mici a pereţilor, aceste elemente sînt mai expuse voalării pereţilor; de asemenea, rigiditatea lor la răsucire este mult mai mică decît la barele din elemente laminate la cald. Ca urmare, pierderea stabilităţii poate avea loc prin suprapunerea mai multor tipuri de deformaţii. Unele dintre acestea au un caracter local, ca voalarea pereţilor, iar altele privesc bara întreagă, ca încovoierea, respectiv răsucirea barei. Astfel, după natura deformaţiilor care se suprapun, poate apărea flambajul prin încovoiere-răsucire, flambajul prin încovoiere cu voalare sau flambajul prin încovoiere-răsucire cu voalare. Toate aceste *fenomene complexe de instabilitate* se caracterizează prin scăderea încărcărilor critice faţă de cele care corespund fenomenelor simple de instabilitate.

De aceea este necesar ca, la alcătuirea barelor comprimate centric, să se ia toate măsurile necesare pentru a elimina sau cel puţin a limita efectul fenomenelor complexe de instabilitate, spre a nu pierde avantajele profilelor cu pereţi subţiri menţionate la începutul acestui articol.

O altă caracteristică importantă a profilelor cu pereţi subţiri este *modificarea caracteristicilor mecanice în urma ecruisării prin formarea la rece.* Experienţele lui Karren şi Winter [1] au arătat că limita de curgere în colţuri este foarte puţin influenţată de modul de formare a profilelor (la prese de îndoit Abkant sau prin laminare la rece); ea depinde de limita de curgere σ_c şi de rupere σ_r a benzii din care se formează profilul, precum şi de raportul R/t dintre raza de îndoire şi grosimea peretelui. Deoarece ecruisarea este neuniformă chiar şi pe secţiunea colţului, diferitele fibre intră treptat în curgere şi curba caracteristică este fără palier de curgere. Limita de curgere a pereţilor plani ai profilelor depinde, nu numai de proprietăţile mecanice ale materialului benzii, ci şi de tehnologia de formare. Creşterea limitei de curgere a pereţilor plani în raport cu cea a benzii poate fi apreciabilă la profilele laminate la rece, deşi mai mică, totuşi, decît în colţuri; în schimb, pentru pereţii plani ai profilelor formate la prese de îndoit, creşterea este aproape neglijabilă.

Ecruisarea profilelor în urma formării la rece nu dă naştere la eforturi unitare remanente, constante pe grosimea de perete şi variabile în lungul liniei mediane a profilului. Acest lucru a fost dovedit şi experimental de Karren şi Winter [1], care au arătat că din curbele caracteristice ale tuturor fîşiilor componente ale unui profil (fig. 1) se poate obţine curba caracteristică rezultantă pentru profilul întreg prin însumarea ponderată a valorilor eforturilor unitare σ_i ale fîşiilor A_i, corespunzînd unei alungiri specifice date ε:

$$\sigma = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i \sigma_i}{\sum_{i=1}^{n} A_i}. \qquad (1)$$

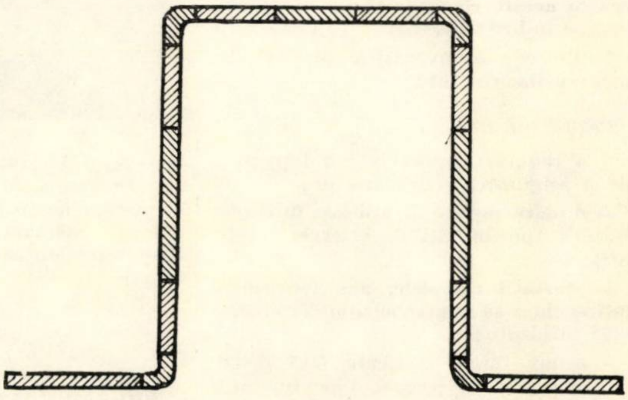


Fig. 1

Spre deosebire de cazul profilelor laminate la cald, în care existenţa unei porţiuni curbe între limita de proporţionalitate σ_p şi cea de curgere σ_c în diagrama $\sigma - \varepsilon$ ridicată pe profilul întreg, se datoreşte eforturilor unitare remanente apărute în urma răcirii neuniforme la laminare [2], în cazul profilelor laminate la rece, existenţa unei asemenea porţiuni curbe se datoreşte aproape exclusiv atingerii treptate a limitei de curgere în diferite fibre, ca efect al ecruisării neuniforme prin formarea la rece.

Rezultă de asemenea că, la profilele formate la rece, limita de proporţionalitate este egală cu cea mai mică dintre valorile determinate pe fîşii, dar cel puţin egală cu limita de curgere a materialului benzii (dacă acesta prezintă un palier de curgere). Toate cele de mai sus se referă la caracteristicile mecanice determinate din încercări la întindere. Tot în [1] se arată că la profile la care *supleţea s a pereţilor* (raportul b/t între lăţime şi grosime) este suficient de mică, încît capacitatea portantă la compresiune să nu fie redusă prin voalarea pereţilor, se pot introduce în calculul la compresiune caracteristicile mecanice determinate pe profilul întreg din încercări de întindere (care se efectuează mai uşor).

2. VOALAREA PEREŢILOR

Pereţii profilelor pot fi:

— întăriţi (fig. 2 a), avînd ambele margini longitudinale rigidizate fie cu un alt perete, fie cu un rebord;

— neîntăriţi (fig. 2 b), avînd o singură margine longitudinală rigidizată şi una liberă.

Un perete întărit foarte lat poate fi întărit şi prin rigidizări intermediare (fig. 2 c).

Pentru ca un perete să poată fi considerat întărit, trebuie ca momentul de inerţie al rigidizărilor să respecte anumite valori minime, prescrise în [3], în conformitate cu [4], [4a].

Un perete cu supleţe mare, supus la compresiune centrică, nu-şi epuizează complet capacitatea portantă în momentul voalării, ci poate lucra mai departe în domeniul post-voalat. Teoria lui Dutheil, redată în [5], consideră că în stadiul atingerii limitei capacităţii portante, eforturile normale de compresiune sînt neuniform distribuite în lungul liniei mediane a peretelui. Pentru un perete întărit (fig. 3 a), se consideră $\sigma = \sigma_c$ pe cele două fîşii de lăţime $b_2/2$ alăturate marginilor întărite, iar în porţiunea centrală $b - b_2$, σ variază hiperbolic. Pentru un perete neîntărit (fig. 3 b), $\sigma = \sigma_c$ pe o fîşie de lăţime b_2 lîngă marginea întărită şi scade hiperbolic, pînă la o valoare minimă, în dreptul marginii libere. Dutheil a confruntat calculele sale cu rezultatele experienţelor lui Donnel, Wästlund şi Bergman şi ale lui Massonet şi a găsit o concordanţă foarte bună (diferenţe sub 2 %).

În [3] s-au prescris valori ale *supleţei limită*, definită ca supleţea maximă pentru care peretele lucrează cu întreaga secţiune, adică în momentul atingerii limitei capacităţii portante, efortul unitar σ este constant şi egal cu σ_c pe toată lăţimea peretelui. Pentru pereţii întăriţi,

$$s_{\text{lim}} = \frac{b_2}{t} = \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{E}{(1-\mu^2)\sigma_c}}, \qquad (2)$$

ceea ce, pentru $\sigma_c = 2\,500$ kgf/cm² (cît se prescrie în [3] pentru profilele cu pereţi subţiri din oţel OL 37. 1), dă $s_{\text{lim}} = 47{,}7$. In concordanţă cu [6], s-a adoptat valoarea $s_{\text{lim}} = 45$.

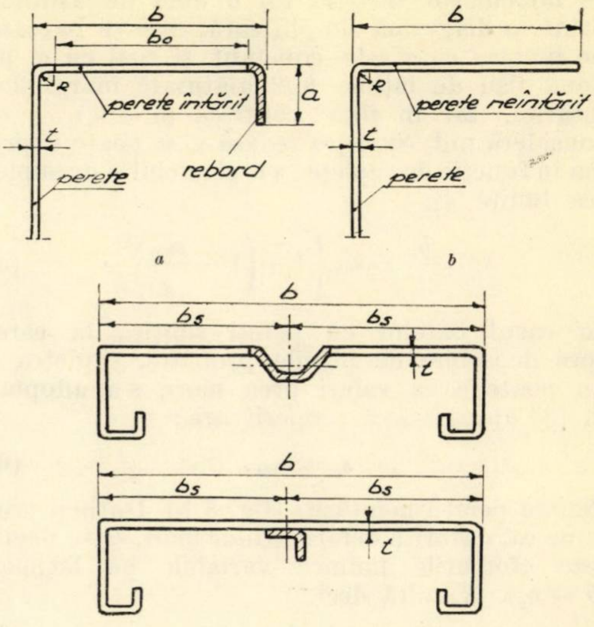


Fig. 2

Pentru alte calităţi de oţeluri,

$$s_{\text{lim}} = 45\sqrt{\frac{2\,500}{\sigma_c}}. \qquad (3)$$

În mod asemănător, în cazul pereţilor neîntăriţi, pentru $\sigma_c = 2\,500$ kgf/cm² rezultă $s_{\text{lim}} = 17{,}7$; tot în concordanţă cu [6], s-a adoptat valoarea $s_{\text{lim}} = 15$. Pentru alte calităţi de oţeluri,

$$s_{\text{lim}} = 15\sqrt{\frac{2\,500}{\sigma_c}}. \qquad (4)$$

În cazul pereţilor cu supleţi ce depăşesc valorile limită, evaluarea capacităţii portante se poate face mai simplu, adaptînd la teoria lui Dutheil concepţia *lăţimii reduse* b_r (folosită în [4], [4 a]). Pentru pereţii întăriţi (fig. 3 a)

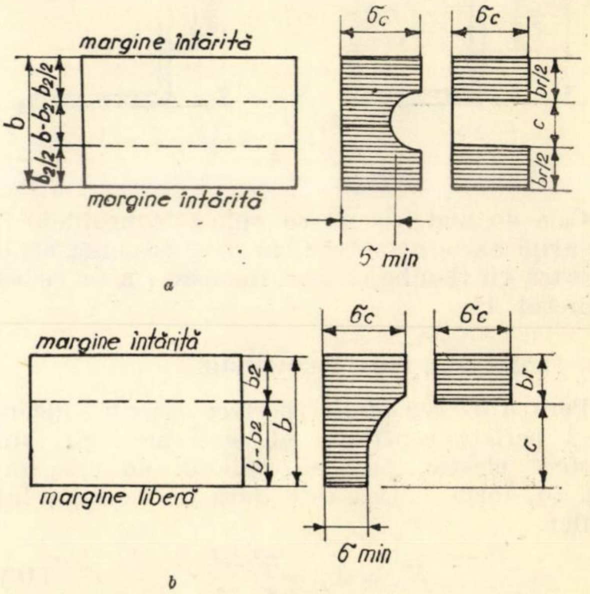


Fig. 3

se înlocuieşte variaţia lui σ dată de Dutheil printr-o diagramă simplificată, care se bazează pe ipoteza că σ este constant şi egal cu σ_c pe două fîşii de lăţime $b_r/2$ alăturate marginilor întărite, iar în fîşia centrală $(b - b_r)$, σ se consideră nul. *Supleţea redusă* s_r se poate exprima în funcţie de supleţea s a peretelui şi de supleţea limită s_{lim}:

$$s_r = \frac{b_r}{t} = s_{\text{lim}}\left[1 + \left(1 - \frac{s_{\text{lim}}}{s}\right)^3\right]. \qquad (5)$$

În cazul barelor cu pereţi subţiri, la care, spre deosebire de plăcile profilate, supleţea s nu poate avea valori prea mari, s-a adoptat în [3] aproximaţia acoperitoare:

$$s_r = s_{\text{lim}}. \qquad (6)$$

Pentru pereţii neîntăriţi (fig. 3 b), Dutheil propune ca, datorită deformaţiilor mari, să se neglijeze eforturile unitare variabile pe lăţimea $(b - b_2)$. Rezultă deci

$$b_r = b_2 \qquad (7)$$

şi

$$s_r = s_{\text{lim}}. \qquad (8)$$

Practic, calculul la voalare se face calculînd (prin intermediul supleţilor limită) lăţimile reduse ale pereţilor şi cu acestea *aria redusă*:

$$A_r = A - \Sigma ct, \qquad (9)$$

A fiind aria întreagă a secţiunii, iar c porţiunile inactive de perete (fig. 4).

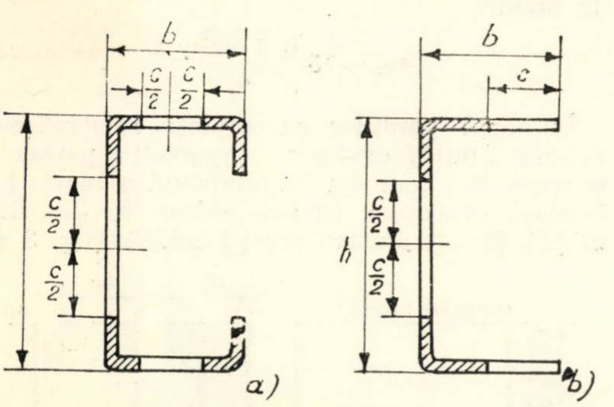


Fig. 4

Cele de mai sus nu se aplică la profilele L cu aripi egale neîntărite, la care voalarea echivalează cu flambajul prin răsucire (a se vedea punctul 4).

3. FLAMBAJUL PRIN ÎNCOVOIERE

Pentru o *bară ideală* (perfect dreaptă, încărcată perfect centric şi al cărei material este perfect elastic, pînă la palierul de curgere, fig. 5), forţa critică este dată de formula lui Euler

$$N_{cr} = N_E = \frac{\pi^2 EI}{(\mu l)^2}, \qquad (10)$$

iar efortul unitar critic

$$\sigma_{cr} = \sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}. \qquad (11)$$

Pentru

$$\lambda \leqslant \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}}, \qquad (12)$$

σ_{cr} rămîne constant şi egal cu σ_c (fig. 6).

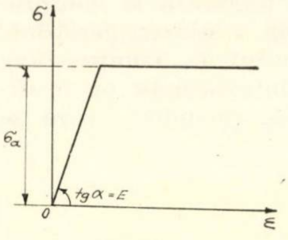


Fig. 5

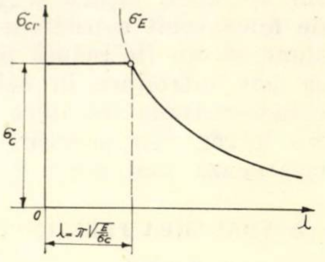


Fig. 6

La o bară dintr-un profil laminat la cald, chiar perfect dreaptă şi încărcată centric, deci fără *imperfecţiuni geometrice şi excentricităţi iniţiale*, există totuşi *imperfecţiuni structurale* şi anume eforturi unitare remanente apărute în urma răcirii neuniforme a profilului la laminare. Acestea fac ca la încărcare, diferitele fibre să intre treptat în curgere şi deci curba caracteristică ridicată pe un cupon scurt comprimat centric să aibă forma din figura 7, prezentînd o zonă elastico-plastică între σ_p şi σ_c. Evident că mărimea limitei de curgere nu este influenţată de eforturile unitare remanente. Efortul unitar critic în zona elastico-plastică poate fi calculat cu formula modulului tangent:

$$\sigma_{cr} = \sigma_{Et} = \frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2}. \qquad (13)$$

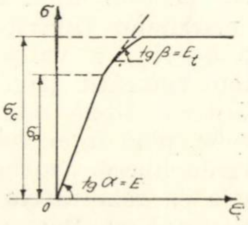


Fig. 7

La limită, pentru $E_t = E$, $\sigma_{Et} = \sigma_E$. Bleich [7] propune pentru E_t formula:

$$E_t = \frac{\sigma(\sigma_c - \sigma)}{\sigma_p(\sigma_c - \sigma_p)} E. \qquad (14)$$

Punînd condiţia ca $\sigma = \sigma_{Et}$, se obţine:

$$\sigma_{Et} = \sigma_c - \frac{\sigma_p(\sigma_c - \sigma_p)}{\pi^2 E}\lambda^2 =$$

$$= \sigma_c - \frac{\dfrac{\sigma_p}{\sigma_c}\left(1 - \dfrac{\sigma_p}{\sigma_c}\right)}{\pi^2 E}\sigma_c^2\lambda^2. \qquad (15)$$

Limita dintre zona elastică şi elastico-plastică este

$\lambda_p = \pi \sqrt{\dfrac{E}{\sigma_p}}$ (fig. 8). In [4], [4a] s-a considerat $\sigma_p = 0{,}5\ \sigma_c$, obţinîndu-se aşa-numita parabolă a lui Johnson. Pentru a păstra unitatea principială cu STAS 763—66 („Construcţii civile, industriale şi agricole. Prescripţii pentru proiectarea construcţiilor metalice"), în [3] s-a presupus pentru σ_{cr} în zona elastico-plastică o variaţie după o ramură de elipsă racordată tangent cu hiperbola lui Euler pentru $\lambda = \lambda_p$ şi cu dreapta compresiunii centrice a barelor scurte pentru $\lambda = 20$; de asemenea, s-a considerat $\sigma_p = 0{,}8\ \sigma_c$ (fig. 9).

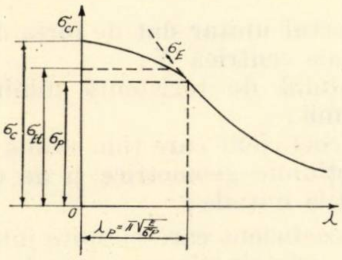


Fig. 8

În cazul profilelor formate la rece, diferitele fibre intră treptat în curgere datorită ecruisării neuniforme. Pentru a trasa în mod corect curbele $\sigma_{cr} - \lambda$ la bare din asemenea profile, în ipoteza absenţei imperfecţiunilor geometrice şi a excentricităţilor iniţiale, se observă că pentru $\lambda = 0$, $\sigma_{cr} = \sigma_c$, iar pentru $\lambda \geqslant \lambda_p$, $\sigma_{cr} = \sigma_E$; pentru $0 \leqslant \lambda \leqslant \lambda_p$, relaţia între σ_{cr} şi λ se determină după metoda arătată în [1]. Unei valori date a deformaţiei specifice ε îi corespund în diferitele fîşii de arie A_i (fig. 10), eforturile unitare σ_i. Efortul unitar mediu rezultă din formula (1); distanţa $\bar{y}$ a axei neutre faţă de o linie de referinţă din condiţia:

$$\sum_{i=1}^{n} \sigma_i y_i A_i = 0, \tag{16}$$

iar modulul tangent mediu, din formula:

$$E_t = \frac{\sum\limits_{i=1}^{n} E_{ti} I_i}{I}, \tag{17}$$

în care:

E_{ti} este modulul tangent al fîşiei i, pentru deformaţia specifică ε;

I_i — momentul de inerţie al fîşiei i în raport cu axa neutră;

I — momentul de inerţie al întregii secţiuni în raport cu axa care trece prin centrul de greutate.

Punînd $\sigma = \sigma_{cr}$, se obţine din (13) valoarea corespunzătoare a lui λ. Procedeul se repetă pentru mai multe valori ale lui ε (între 0,01%, care corespunde lui σ_p, şi 0,2% care corespunde lui σ_c). În [1] se prezintă experienţe efectuate pe bare cu secţiuni dublu simetrice, ale căror rezultate au fost în bună concordanţă cu teoria modulului tangent mediu. De asemenea, tot pentru barele fără imperfecţiuni geometrice şi excentricităţile iniţiale, se obţin rezultate satisfăcătoare (deşi în oarecare măsură acoperitoare), introducînd în formula (15) valorile σ_p şi σ_c determinate pentru profilul întreg din încercări de întindere, cum s-a menţionat la punctul 1 al articolului prezent.

Problema se complică în cazul unei secţiuni cu o singură axă de simetrie, la care, în domeniul elastico-plastic, axa neutră nu coincide cu centrul de greutate şi deci bara este solicitată la compresiune excentrică.

Din cele de mai sus se poate trage concluzia că efectul ecruisării se poate asimila în mod formal cu cel al imperfecţiunilor structurale date de eforturile unitare remanente.

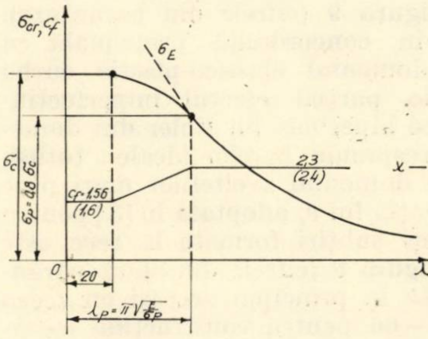


Fig. 9

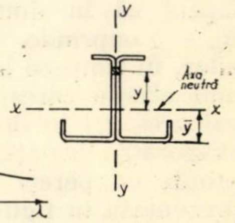


Fig. 10

Trebuie remarcat faptul că şi la barele din profile cu pereţi subţiri formate la rece pot apărea eforturi unitare remanente în cazul cînd secţiunea este compusă din mai multe profile asamblate prin sudură. Este de aşteptat ca efectul să fie mai accentuat în cazul utilizării sudurii cu cordoane (fig. 11), decît în cazul sudurii prin puncte (fig. 12), care din acest punct de vedere se apropie mai mult de îmbinările nituite de la construcţiile metalice obişnuite. Totuşi, în [8] se precizează că modificarea caracteristicilor mecanice, în urma ecruisării prin formarea la rece, nu este influenţată negativ de către cordoanele de sudură longitudinale sau transversale.

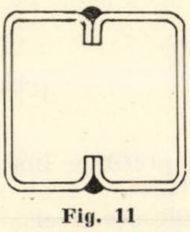


Fig. 11

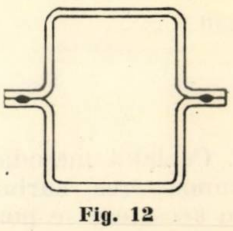


Fig. 12

Spre deosebire de barele ideale, fără imperfecţiuni, *barele reale* din profile laminate la cald prezintă nu numai imperfecţiuni structurale, ca efect al eforturilor unitare remanente, dar şi imperfecţiuni geometrice (curburi iniţiale, toleranţe la dimensiunile secţiunii transversale şi excentricităţi iniţiale). Cînd forţa de compresiune atinge o anumită valoare, care depinde şi de mărimea imperfecţiunilor, momentul de încovoiere interior nu mai poate urmări creşterea momentului exterior, şi între ele se produce o *ruptură a echilibrului* [9], numită şi *divergenţa echilibrului.*

Cea mai simplă, dar, în acelaşi timp, cea mai puţin corectă metodă de a lua în considerare efectul imperfecţiunilor asupra capacităţii portante a barelor reale este adoptarea unei curbe $\sigma_{cr} - \lambda$ drept o schemă mai mult sau mai puţin idealizată a barelor comprimate, înglobînd restul imperfecţiunilor într-un coeficient de siguranţă majorat faţă de problemele obişnuite de rezistenţă. Astfel, în [4], [4a] se aplică la curba $\sigma_{cr} - \lambda$ (formată din parabola lui Johnson şi hiperbola lui Euler) coeficientul de siguranţă $c_f = 1{,}95$ pentru toate valorile lui λ, în timp ce la întindere centrică se ia $c = 1{,}65$. In STAS 763—66 s-a adoptat o variaţie a lui c_f ca în figura 9 (cifrele din paranteze). Aceasta este în concordanţă principială cu faptul că în domeniul elastico-plastic curba $\sigma_{cr} - \lambda$ cuprinde parţial efectul imperfecţiunilor, în timp ce hiperbola lui Euler din domeniul elastic corespunde barelor ideale: totuşi, valoarea 2,4 în domeniul zvelteţilor mari pare exagerată. Variaţia lui c_f adoptată în [3] pentru profile cu pereţi subţiri formate la rece este prezentată în figura 9 (cifrele din afara parantezelor); ea este în principiu aceeaşi cu aceea din STAS 763—66 pentru construcţiile metalice obişnuite. Pentru barele scurte, $c_f = 1{,}5625 \simeq 1{,}56$, aceeaşi valoare ca la întindere centrică; în domeniul zvelteţilor mari s-a luat $c_f = 2{,}3$, valoare care este superioară celor date de majoritatea prescripţiilor din alte ţări. „Rezistenţa admisibilă" la flambaj (definită ca raportul dintre forţa admisibilă de compresiune şi aria secţiunii) este

$$\sigma_{af} = \frac{N_{af}}{A} = \frac{N_{cr}}{c_f A} \doteq \frac{\sigma_{cr}}{c_f} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_c \dfrac{c_f}{c}} \, \frac{\sigma_c}{c} = \varphi\, \sigma_a . \quad (18)$$

Condiţia de verificare se scrie:

$$\frac{N}{A} \leqslant \sigma_{af} = \varphi\, \sigma_a , \quad (19)$$

sau

$$\frac{N}{\varphi A} \leqslant \sigma_a . \quad (20)$$

Cealaltă metodă, mai corectă, pretinde însă cunoaşterea curbei $\sigma_{cr} - \lambda$ a barelor reale; în acest caz se poate aplica, bineînţeles, acelaşi coeficient de siguranţă c ca la întinderea centrică:

$$\sigma_{af} = \frac{\sigma_{cr}}{c} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_c} \, \frac{\sigma_c}{c} = \varphi\, \sigma_a . \quad (21)$$

Teoria lui Dutheil [9] permite să se calculeze eforturile unitare critice ale barelor reale afectate de imperfecţiunile menţionate mai înainte. Efectul lor se exprimă printr-o deformată sinusoidală de amplitudine

$$f = \frac{a\,(1 + b)\,\sigma\,\sigma_E}{\sigma_E - \sigma\,(1 + b)} \cdot \frac{W}{N_E} \quad (22)$$

în care

σ este efortul unitar dat de forţa de compresiune centrică N;

W — modulul de rezistenţă minim al secţiunii;

a — un coeficient care ţine seamă de imperfecţiunile geometrice şi de excentricităţile iniţiale;

b — un coeficient care permite interpretarea imperfecţiunilor structurale ca o reducere globală a modulului de elasticitate:

$$E' = \frac{E}{1 + b} \cdot \quad (23)$$

Dutheil admite în mod acoperitor că bara cedează în momentul cînd în fibra cea mai comprimată se atinge limita de curgere:

$$\sigma_{cr}\left(1 + \frac{Af}{W}\right) = \sigma_c . \quad (24)$$

Introducînd valoarea lui f din (22), cu $\sigma = \sigma_{cr}$, se obţine o ecuaţie de gradul doi în σ_{cr}.

Imperfecţiunile barelor reale au un caracter aleatoriu; de aici rezultă necesitatea prelucrării statistice a datelor experimentale. Convenţia europeană de construcţii metalice a efectuat aproape 800 de încercări de flambaj pe profile laminate la cald. Scăzînd din media aritmetică a valorilor experimentale pentru fiecare λ două abateri medii pătratice, s-a obţinut o curbă $\sigma_{cr} - \lambda$ pentru barele reale [10]. Dutheil a constatat că se obţine o foarte bună concordanţă între această curbă experimentală şi cea construită pe baza teoriei lui, cu condiţia să se ia $a = 0{,}17$ şi $b = 0{,}21$.

Pentru o bară cu pereţi subţiri formată la rece, fără eforturi unitare remanente din sudură, fără imperfecţiuni geometrice, respectiv excentricităţi iniţiale, curba $\sigma_{cr} - \lambda$ este de forma arătată în figura 8, în care σ_p este cel puţin egală cu limita de curgere a materialului benzii iar σ_c este limita de curgere la întindere a profilului întreg ecruisat. În mod acoperitor, această curbă se poate limita superior prin dreapta orizontală $\sigma_c = \sigma_p$, ceea ce, în ultimă instanţă, revine la a considera o curbă caracteristică $\sigma - \varepsilon$ ca în figura 5, respectiv o curbă $\sigma_{cr} - \lambda$ ca în figura 6, corespunzînd unei bare fără imperfecţiuni. Cum barele reale prezintă totuşi imperfecţiuni geometrice şi excentricităţi iniţiale, în formula (22) se păstrează numai coeficientul a care ţine seamă de acestea (făcînd $b = 0$):

$$f = \frac{a\,\sigma\,\sigma_E}{\sigma_E - \sigma} \, \frac{W}{N_E} \cdot \quad (22')$$

Se găsește, ținînd seamă și de (21):

$$\varphi = \frac{1}{2(1-a)}\left[1 + \frac{\pi^2 E}{\sigma_c}\frac{1}{\lambda^2} - \right.$$

$$\left. - \sqrt{\left(1 - \frac{\pi^2 E}{\sigma_c}\frac{1}{\lambda^2}\right)^2 + 4a\frac{\pi^2 E}{\sigma_c}\frac{1}{\lambda^2}}\,\right] \cdot \qquad (25)$$

În formula (25), σ_c se consideră pentru materialul benzii. Cu $\sigma_c = 2\,500$ kgf/cm², $E = 2\,100\,000$ kgf/cm² și $a = 0,17$, ceea ce presupune că la aceeași zveltețe λ, o bară cu pereți subțiri formată la rece și o bară laminată la cald au aceleași imperfecțiuni geometrice (sînt încărcate cu aceleași excentricități inițiale) se obțin coeficienți φ mai mari decît cei dați în [3], diferențele fiind de 1,49% pentru $\lambda = 80$; 33,1% pentru $\lambda = 140$ și 41,1% pentru $\lambda = 200$.

Evident că s-ar putea ajunge la rezultate și mai favorabile, cu condiția să se întreprindă în viitor studii experimentale pe scară largă; din prelucrarea statistică a datelor obținute ar urma să se obțină curbe $\sigma_{cr} - \lambda$ care să reflecte atît influența gradului de ecruisare, cît și a mărimii imperfecțiunilor. Totodată, ar trebui clarificată și influența eforturilor unitare remanente care apar în barele cu secțiune compusă în urma utilizării diferitelor procedee de sudură. Toate aceste cercetări presupun în prealabil, însă, o utilizare largă a profilelor cu pereți subțiri în construcții, pentru a se putea dispune de date suficiente, legate de comportarea barelor reale.

4. FLAMBAJUL PRIN ÎNCOVOIERE–RĂSUCIRE

În principiu, o bară a cărei secțiune are două axe de simetrie, solicitată la compresiune centrică, poate flamba, fie prin încovoiere în jurul axei de inerție minimă, fie prin răsucire. Practic, este totdeauna semnificativ primul mod de instabilitate.

Situația este diferită la barele a căror secțiune are o singură axă de simetrie, la care centrul de răsucire nu mai coincide cu centrul de greutate. Flambajul se poate produce în două moduri distincte:

— prin încovoierea barei în planul de simetrie (în jurul axei principale de inerție, perpendiculare pe axa de simetrie);

— prin încovoierea în jurul axei de simetrie a secțiunii transversale și răsucirea în jurul axei longitudinale care trece prin centrele de răsucire; în mod obligatoriu, în acest caz, încovoierea și răsucirea au loc concomitent, ceea ce caracterizează această formă complexă de instabilitate, numită *flambaj prin încovoiere-răsucire.*

Flambajul prin încovoiere-răsucire poate apare dacă îi corespunde o forță critică mai mică decît pentru flambajul prin încovoiere în planul de simetrie. Pentru o bară elastică ideală, forța critică de flambaj prin încovoiere-răsucire are expresia:

$$N_{cr} = \frac{1}{2K}\left[N_r + N_i - \sqrt{(N_r + N_i)^2 - 4KN_rN_i}\,\right] \cdot \qquad (26)$$

N_r este forța critică de flambaj prin răsucire în jurul axei care trece prin centrele de răsucire (în ipoteza că bara nu se poate încovoia):

$$N_r = \frac{1}{i_c^2}\left[\frac{\pi^2 E I_\omega}{(\mu_o l)^2} + G I_r\right], \qquad (27)$$

în care:

I_ω este momentul de inerție sectorial;

I_r — momentul de inerție la răsucire;

μ_0 — multiplicatorul lungimii de flambaj, la răsucire (care se ia 1,0, dacă strîmbarea din răsucire a capetelor barei este complet liberă, și 0,5 dacă aceasta este complet împiedicată); pentru talpa și diagonala de reazem comprimate ale grinzilor cu zăbrele simplu rezemate, se poate lua $\mu_0 = 1,0$; pentru celelalte zăbrele comprimate $\mu_0 = 0,5$ [11];

i_c — raza de inerție polară în raport cu centrul de răsucire:

$$i_c = \sqrt{i_p^2 + y_c^2}, \qquad (28)$$

unde i_p este raza de inerție polară în raport cu centrul de greutate;

y_c — distanța dintre centrul de greutate G și cel de răsucire C (fig. 13).

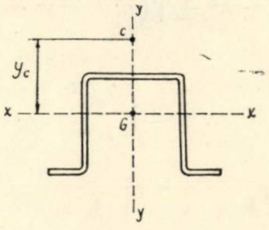


Fig. 13

N_i este forța critică de flambaj prin încovoiere în jurul axei de simetrie (în ipoteza că bara nu se poate răsuci), care rezultă din formula (10).

Coeficientul K din formula (26) depinde de forma secțiunii transversale și de modul de rezemare:

$$K = 1 - \gamma\left(\frac{y_c}{i_c}\right)^2, \qquad (29)$$

în care $\gamma = 1,0$ pentru $\mu = \mu_0 = 1,0$, respectiv $\gamma = 0,78$ pentru $\mu = 1,0$ și $\mu_0 = 0,5$ [12]. În primul caz, valoarea lui K s-a notat în [3] cu K_1, iar în cazul al doilea cu K_2.

N_{cr} rezultă din formula (26) mai mică decît oricare dintre valorile N_r și N_i. Dacă acestea din urmă sînt foarte diferite între ele, N_{cr} este numai cu puțin mai redusă decît cea mai mică dintre ele [13].

Pentru a aduce calculul la flambaj prin încovoiere-răsucire sub aceeași formă cu cel al flambajului prin încovoiere, forțele critice N_i, N_r și N_{cr} ale barei elastice ideale din formula

(26) se pot exprima în funcție de coeficientul de zveltețe λ, respectiv de coeficienții de zveltețe transformați λ_r și λ_{tr}:

$$N_i = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2}, \tag{30}$$

$$N_r = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_r^2}, \tag{31}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_{tr}^2}. \tag{32}$$

Coeficientul de zveltețe transformat al flambajului prin răsucire λ_r este:

$$\lambda_r = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{1}{\pi^2}(\mu_0 k l)^2}} \frac{\mu_0 l}{i_r} \simeq \frac{1}{\sqrt{1 + 0{,}1\,(\mu_0 k l)^2}} \frac{\mu_0 l}{i_r}, \tag{33}$$

în care

$$k = \sqrt{\frac{GI_r}{EI_\omega}} \tag{34}$$

este constanta de încovoiere-răsucire, iar

$$i_r = \sqrt{\frac{I_\omega}{A i_c^2}} \tag{35}$$

poate fi definită ca o rază de inerție la răsucire a secțiunii transversale.

Coeficientul de zveltețe transformat λ_{tr} al flambajului prin încovoiere-răsucire se poate exprima în funcție de λ și λ_r:

$$\lambda_{tr} = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\lambda_r^2 + \lambda^2 \pm \sqrt{(\lambda_r^2 + \lambda^2)^2 - 4K\lambda_r^2\lambda^2}}. \tag{36}$$

Cu notațiile

$$\nu = \left(\frac{\lambda_r}{\lambda}\right)^2 \tag{37}$$

și

$$\psi = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{1 + \nu \pm \sqrt{(1+\nu)^2 - 4K\nu}}, \tag{38}$$

rezultă, luînd pentru ψ cea mai mare dintre valorile date de (38):

$$\lambda_{tr} = \psi\lambda. \tag{39}$$

Calculele numerice se pot simplifica mult prin introducerea valorilor k, i_r și K (K_1 și K_2) în tabelele de profile și prin utilizarea unei tabele în care este dat ψ în funcție de ν și K [3].

Pentru bare fără imperfecțiuni geometrice și excentricități inițiale, pe baza celor arătate în [14] se poate scrie în mod aproximativ:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E_t A}{\lambda_{tr}^2}. \tag{40}$$

Trecînd la barele reale, trebuie constatat că în prezent lipsesc date statistice suficiente asupra imperfecțiunilor care afectează forța critică de flambaj prin încovoiere-răsucire a barelor cu pereți subțiri formate la rece. Se poate face ipoteza că efectul acestor imperfecțiuni pentru o anumită zveltețe este de același ordin de mărime ca la flambajul prin încovoiere. Acest punct de vedere este acceptat în mod implicit în [15], unde se propune adoptarea aceleiași legi de variație pentru curba $\sigma_{cr} - \lambda$ și pentru coeficientul de siguranță la flambajul prin încovoiere-răsucire, ca și pentru flambajul prin încovoiere. Rezultă că, într-o situație dată, urmează să se compare λ_{tr} cu zveltețea λ corespunzătoare flambajului prin încovoiere în planul de simetrie. Dacă λ_{tr} este mai mare decît λ, bara trebuie verificată la flambaj prin încovoiere-răsucire, tot cu formula (20); coeficientul φ se ia din aceeași tabelă ca la flambajul prin încovoiere, dar în funcție de λ_{tr}.

Un caz particular este acela al unei bare dintr-un singur profil L cu aripi egale neîntărite (fig. 14), care poate flamba fie prin încovoiere în planul de simetrie (în jurul axei $\eta - \eta$), fie prin încovoiere-răsucire. I_ω este practic nul în acest caz, de aceea formula (27) se simplifică:

$$N_r = \frac{1}{i_c^2} GI_r = 2G\frac{t}{b^3}. \tag{41}$$

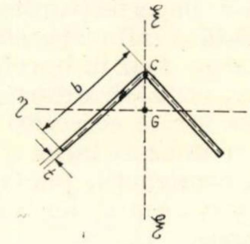


Fig. 14

Întrucît forța critică N_i a flambajului prin încovoiere în jurul axei $\xi - \xi$ este mult mai mare decît N_r rezultă că N_{cr} este foarte apropiată de N_r și deci:

$$\lambda_{tr} = \pi\sqrt{\frac{EA}{N_{cr}}} \simeq \pi\sqrt{\frac{EA}{N_r}} = \pi\sqrt{\frac{E}{G}}\frac{b}{t} \simeq 5{,}1\frac{b}{t}. \tag{42}$$

Dacă λ_{tr} rezultă mai mare decît λ_η (care corespunde flambajului prin încovoiere în planul de simetrie), bara se verifică la flambaj prin încovoiere-răsucire, adică, practic, la un flambaj prin răsucire în jurul axei care trece prin colțul liniei mediane a profilului [13], [15]. Muchia rămînînd dreaptă, acest flambaj se reduce de fapt la o voalare a aripilor [15].

În cazul unei bare formate dintr-un singur profil [, pentru o valoare dată a raportului b/h, flambajul se produce prin încovoiere în planul de simetrie (evitîndu-se flambajul prin încovoiere-răsucire), dacă raportul lt/h^2 nu scade sub o anumită valoare limită. Aceste valori limită sînt date în [3]. La calculul lor s-a considerat că bara se așază astfel încît planul ei de simetrie să coincidă cu planul de simetrie al grinzii cu zăbrele. În această situație, conform STAS 763—66, lungimea de flambaj transversal planului grinzii (l_{fx}) este egală cu lungimea geometrică l, iar lungimea de flambaj în planul grinzii (l_{fy}) este egală cu l pentru anumite bare şi cu 0,8 l pentru altele; valorile lt/h^2 au fost calculate în ambele alternative.

La profilele ⊓, în multe cazuri nu se poate evita flambajul prin încovoiere-răsucire numai prin alegerea dimensiunilor secţiunii transversale; situaţii asemănătoare pot apărea şi la profilele [. Eliminarea flambajului prin încovoiere-răsucire se poate obţine prin mărirea rigidităţii barei la răsucire. Aceasta se realizează cu ajutorul solidarizării cu plăcuţe sau zăbreluţe, recomandate şi în [3].

Flambajul prin încovoiere-răsucire s-ar mai putea evita prin centrarea forţei de compresiune, nu în centrul de greutate, ci în centrul de răsucire, dar în acest caz bara nu ar mai fi solicitată la compresiune centrică. Efectul excentricităţilor asupra capacităţii portante este atît de defavorabil, încît această soluţie nu poate fi considerată raţională [16].

5. FLAMBAJUL PRIN ÎNCOVOIERE CU VOALARE ŞI PRIN ÎNCOVOIERE – RĂSUCIRE CU VOALARE

La o bară suficient de scurtă pentru ca flambajul să nu poată interveni, dar la care supleţea unora dintre pereţii componenţi întrece valorile $s_{\lim}$ (a se vedea punctul 2), capacitatea portantă rezultă din formula:

$$N_{cr(\lambda=0)} = A_r\,\sigma_c = A\,\frac{A_r}{A}\,\sigma_c = A\,(\alpha\sigma_c), \tag{43}$$

în care s-a făcut notaţia

$$\alpha = \frac{A_r}{A}. \tag{44}$$

Formula (43) se poate interpreta în mod convenţional şi în sensul că bara ar lucra cu întreaga secţiune, în schimb materialul ar avea o limită de curgere redusă ($\alpha\sigma_c$).

Dacă zvelteţea barei este mare, efectul voalării este neglijabil şi capacitatea portantă este în mod practic aceeaşi ca şi în cazul flambajului fără voalare [15], [16]. Pentru valori intermediare ale lui λ, forma de pierdere a stabilităţii este *flambajul prin încovoiere cu voalare*; problema se poate rezolva introducînd un efort *unitar critic de flambaj cu voalare*. Acest procedeu, utilizat în [4], [4a], are un caracter convenţional, deoarece efortul unitar critic se obţine prin împărţirea forţei critice de flambaj cu voalare, la întreaga secţiune transversală a barei (cu toate că în realitate, în stadiul postcritic al pereţilor voalaţi, eforturile unitare din forţa de compresiune sînt neuniform distribuite pe secţiunea transversală). Se admite apoi că pentru o valoare dată a coeficientului de zvelteţe λ, calculat cu secţiunea neredusă, acest efort unitar critic este egal cu efortul unitar critic de flambaj (fără voalare) al unei bare cu acelaşi λ, dar cu o limită de curgere redusă ($\alpha\sigma_c$). Spre deosebire de [4], [4 a], în [3] se procedează în acest mod şi în cazul cînd pereţi neîntăriţi sînt cei care voalează.

Se obţine o curbă $\sigma_{cr}^{red}-\lambda$ (fig. 15); indicele „*red*" exprimă faptul că, din cauza voalării pereţilor, bara lucrează numai cu o secţiune redusă, în domeniul zvelteţilor λ mici. Se adoptă aceeaşi variaţie cu λ a coeficientului de siguranţă c_f ca la flambajul fără voalare, cu deosebirea că pentru calculul zvelteţei λ_p care separă domeniul elastic de cel elastico-plastic, se ia în considerare ($\alpha\,\sigma_p$) în loc de σ_p. Rezistenţa admisibilă la flambaj prin încovoiere cu voalare se poate scrie:

$$\sigma_{afv} = \frac{\sigma_{cr}^{red}}{c_f} = \frac{\sigma_{cr}^{red}}{\alpha\,\sigma_c\,\dfrac{c_f}{c}}\;\alpha\,\frac{\sigma_c}{c}. \tag{45}$$

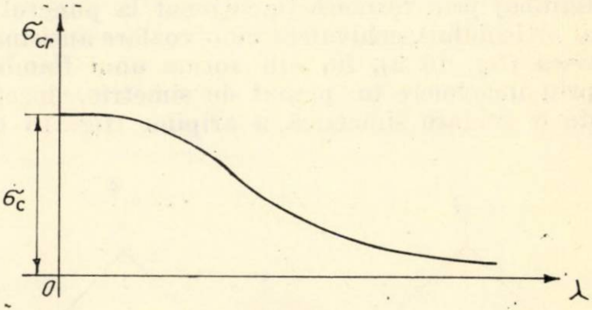


Fig. 15

Cu notaţia

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}^{red}}{\alpha\,\sigma_c\,\dfrac{c_f}{c}}, \tag{46}$$

se obţine

$$\sigma_{afv} = \varphi\,\alpha\,\sigma_a. \tag{47}$$

Verificarea se face cu formula:

$$\frac{N}{A} \leqslant \sigma_{afv}. \tag{48}$$

sau

$$\frac{N}{\varphi\,\alpha\,A} = \frac{N}{\varphi\,A_r} \leqslant \sigma_a. \tag{49}$$

S-ar putea lua $c_f = c$ dacă s-ar cunoaşte curbele $\sigma_{cr}^{red}-\lambda$ pentru barele reale, ceea ce ar duce la o dimensionare mai economică. În acest caz ar trebui însă neapărat să se ţină seama de faptul că, în general, la o secţiune cu o singură axă de simetrie, din cauza voalării pereţilor, în stadiul post-voalat centrul de greutate se deplasează şi bara este solicitată la compresiune excentrică. (Calculele propuse în [3], [4], [4a] sînt suficient de acoperitoare, încît nu s-a mai luat în considerare acest efect defavorabil.)

În [3] nu se recomandă utilizarea în elemente principale, puternic solicitate, a barelor la care supleţea pereţilor depăşeşte valorile limită, întrucît calcule comparative arată că aceasta duce la un consum sporit de oţel. În schimb, poate fi raţională utilizarea unor asemenea profile la elemente secundare, cum sînt montanţi şi diagonale mai slab solicitate ale grinzilor cu zăbrele, la care secţiunile rezultă din condiţii de rigiditate (respectarea unor valori limită pentru λ) sau de gabarit.

Toate cele de mai sus sînt valabile şi pentru barele la care coeficientul de zvelteţe transformat λ_{tr} al flambajului prin încovoiere-răsucire este mai mare decît λ corespunzător flambajului prin încovoiere în planul de simetrie, iar supleţea pereţilor componenţi nu respectă valorile s_{lim}. Verificarea la *flambaj prin încovoiere-răsucire cu voalare* se face tot cu formula (49), luînd coeficientul de flambaj φ în funcţie de $\alpha\sigma_c$ şi λ_{tr}.

În cazul particular al unei bare dintr-un singur profil L cu aripi egale neîntărite, pierderea stabilităţii poate avea loc, fie sub forma unui flambaj prin răsucire (menţionat la punctul 4 al articolului), echivalent cu o voalare antisimetrică (fig. 16 a), fie sub forma unui flambaj prin încovoiere în planul de simetrie, însoţit de o voalare simetrică a aripilor (fig. 16 b).

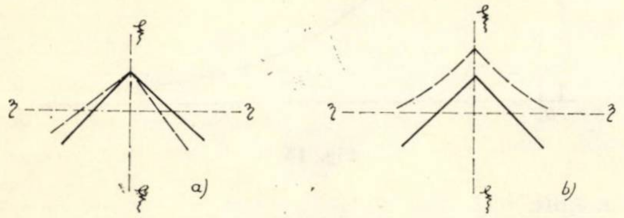


Fig. 16

Făcînd calculele, se constată că al doilea mod de instabilitate poate avea loc numai dacă

$$s = \frac{b}{t} \geqslant s_{\text{lim}} = 1{,}07 \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}}, \qquad (50)$$

ceea ce pentru $E = 2{,}1 \times 10^6$ kgf/cm² şi $\sigma_c = 2\,500$ kgf/cm², dă $s = 31$; asemenea valori ale lui s sînt însă neuzuale şi de aceea la aceste profile nu este necesară verificarea la flambaj prin încovoiere cu voalare.

6. CONCLUZII

1. Pentru o proiectare avantajoasă a barelor comprimate din profile cu pereţi subţiri formate la rece este necesar ca, printr-o alegere potrivită a dimensiunilor secţiunii transversale, să se elimine la elementele principale voalarea pereţilor şi, acolo unde este posibil, flambajul prin încovoiere-răsucire.

2. Atît pentru flambajul prin încovoiere, cît şi pentru cel prin încovoiere-răsucire, calculul va putea fi mai corect şi în acelaşi timp mai avantajos dacă se va dispune în viitor de curbe $\sigma_{cr} - \lambda$, care să ţină seamă atît de efectul ecruisării prin formarea la rece, cît şi de imperfecţiunile geometrice şi excentricităţile iniţiale ale barelor reale şi eventual de imperfecţiunile structurale (în cazul barelor compuse din profile asamblate prin sudură), pe baza unor încercări sistematice asupra profilelor laminate la Uzina metalurgică Iaşi. Într-o perioadă de tranziţie, pentru barele fără imperfecţiuni structurale s-ar putea lua în considerare coeficienţii φ calculaţi cu formula (25), aşa cum se arată la punctul 2 al articolului; acest calcul, deşi acoperitor faţă de realitate, este totuşi mai economic decît cel prescris în prezent.

Bibliografie

[1] Karren K. W., Winter G.: *Effects of Cold-Forming on Light Gauge Steel Members.* Journal of the Structural Division — Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ST 1, February 1967, pp. 433—469.

[2] Beedle L. S., Tall L.: *Basic Column Strength.* Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 86, No. 7, July 1960.

[3] INCERC Filiala Timişoara, în colaborare cu Institutul politehnic Timişoara, Institutul de construcţii Bucureşti şi IPROMET Bucureşti: *Instrucţiuni tehnice pentru proiectarea construcţiilor metalice din profile cu pereţi subţiri.* Buletinul construcţiilor, nr. 4, 1970.

[4] American Iron and Steel Institute: *Light Gauge Cold Formed Steel. Design Manual,* New York, 1962.

[4 a] Beratungsstelle für Stahlverwendung. *Handbuch für die Berechnung von Bauteilen aus kaltgeformten dünnwandigem Stahlblech.* Verlag Stahleisen M.B.H., Düsseldorf, 1964 (versiune în limba germană a lucrării [4]).

[5] Skaloud M.: *Verhalten von Stegblechen im Überkritischen Bereich.* Acta Technica CSAV, Nr. 3, 1961, pp. 294—332.

[6] Centre technique industriel de la construction métallique: *Calcul et exécution des constructions à éléments minces en acier.* Projet de recommandations du CTICM. Première partie: Principes généraux, Construction métallique, Nr.1—1966, pp. 13—29.

[7] Bleich F.: *Buckling Strength of Metal Structures.* Mc Graw-Hill Book Company, New York, 1952.

[8] Goeben H. E., Loos W.: *Kaltverfestigung in Stahlleichtprofilen des VEB Walzwerk Finow.* Bauplanung —Bautechnik, April 1967, pp. 165—167.

[9] Dutheil J.: *Vérification des pièces comprimées.* Construction métallique, Nr. 2 — 1966, pp. 3 — 11.

[10] Convention européene de la construction métallique: *Flambement simple.* Construction métallique, Nr. 2 —1966, pp. 48 — 49.

[11] Appeltauer I., Băluţ N., Cuteanu E., Dăneţiu Gh., Gioncu V.: *Calculul aproximativ al barelor comprimate la grinzi cu zăbrele din bare cu pereţi subţiri.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii Nr. 11—1969.

[12] Brezina V.: *Vzperná unosnost kovovych prutu a nosniku.* Nakladelstvi Ceskoslovenské Akademie ved. Praha, 1962.

[13] Kollbrunner C. F., Meister M.: *Knicken.* Springer Verlag, Berlin, 1962.

[14] Chajes A., Fang P. J., Winter G.: *Torsional-flexural buckling, elastic and inelastic, of cold-formed thin-walled columns.* Cornell Engineering Research Bulletin, 66 — 1, August, 1966.

[15] Pflüger A.: *Thin-Walled Compression Members.* Mitteilungen des Instituts für Statik der Technischen Hochschule Hannover: Teil I, Mitteilung Nr. 2, Jan. 1959; Teil II, Mitteilung 3, Juli 1959; Teil III, Mitteilung 5, März 1961.

[16] Appeltauer I., Bota V., Gioncu V.: *Particularităţi de comportare şi de calcul ale grinzilor cu zăbrele şi ale panelor din bare cu pereţi subţiri formate la rece.* Studii şi cercetări INCERC, Nr. 2 — 1967, pp. 47 — 90.

INSTALAȚII DE VENTILAȚIE ȘI ÎNCĂLZIRE LA PARCAJUL SUBTERAN DIN PIAȚA N. BĂLCESCU—BUCUREȘTI

Ing. D. DELEANU
Institutul Proiect – București

Construit în centrul municipiului București pentru a satisface nevoile de parcare orășenești și ale celor două importante edificii adiacente — Teatrul Național și hotelul «Intercontinental» — parcajul din piața N. Bălcescu este o construcție subterană pe două niveluri ce cuprinde, pe lîngă parcajul propriu-zis, cu cca 980 de locuri de parcare, o stație de spălare-gresare și anexele necesare serviciului de exploatare : birouri, vestiare și grupuri sanitare.

Avînd deasupra platforma din fața Teatrului Național, ansamblul parcajului are, în plan, forma aproximativă a două dreptunghiuri suprapuse la unul din colțuri (fig. 1, 2).

Perimetral, urmărește conturul celor trei corpuri ale Teatrului pe cca 235 m, b-dul Republicii pe cca 75 m, b-dul N. Bălcescu pe cca 105 m, clădirea hotelului «Intercontinental» pe cca 125 m și, paralel cu strada Batiștei, retras în spatele sediului Casei prieteniei româno-sovietice, pe cca 60 m.

Rezultă o suprafață construită de aproximativ 13 000 m^2 pe nivel, cu 485 locuri de parcare pe primul nivel și 495 pe al doilea nivel.

În scopul folosirii cît mai eficiente a terenului cu minimum de investiții, în condițiile unei pînze freatice foarte ridicate, pentru a putea realiza două niveluri de parcare fără măsuri speciale de izolare hidrofugă (cuvă), s-au admis înălțimi minime funcțional pentru spațiile de parcare.

Aceste înălțimi libere mici : 2,10 m la primul nivel și de 2,05 m la nivelul inferior, au fost un factor hotărîtor în alegerea sistemului de distribuție a aerului în instalația de ventilație.

Legătura parcajului cu circulația stradală este realizată prin trei rampe de intrare :

— o rampă simplă spre nivelul inferior dinspre b-dul N. Bălcescu,

— o rampă simplă spre nivelul inferior dinspre platformă,

— o rampă dublă, cu acces la ambele niveluri, dinspre strada Snagov

și trei rampe de ieșire :

— o rampă simplă, de la nivelul superior pe platformă,

— o rampă dublă, de la nivelul inferior spre str. Biserica Enei,

— o rampă dublă, de la ambele niveluri spre str. Snagov.

În plus, parcajul e prevăzut cu două rampe interioare de legătură între cele două niveluri.

Pentru pietoni s-au asigurat accese de pe platforma din fața teatrului, din clădirea teatrului și hotel — la ambele niveluri ale parcajului, și din pasajul pietonal vecin — la nivelul inferior.

Stația de spălare-gresare și anexele sînt situate în zona din dreptul sălii Studio ; stația ocupă, ca înălțime, ambele niveluri, birourile sînt la nivelul inferior și vestiarele cu grupuri sanitare la ambele niveluri.

Asigurarea unor condiții normale de exploatare a parcajului a impus prevederea unei instalații de ventilație mecanică, pentru introducerea de aer proaspăt și evacuarea aerului viciat în principal de gazele de eșapament ale autovehiculelor în manevră. Această instalație asigură și încălzirea parcajului iarna.

În cele ce urmează vom expune principalele probleme care apar la proiectarea unei asemenea instalații, urmînd ca apoi să fie prezentate rezolvările concrete.

Din considerente ce vor fi arătate în continuare a reieșit ca fiind necesară și avantajoasă o instalație care să asigure atît introducerea, cît și evacuarea aerului realizate mecanic la acest parcaj de mare capacitate, care comunică cu construcțiile vecine (teatru, hotel, pasaj) și unde trebuie vehiculate mari cantități de aer în regimuri variate de funcționare.

În principal, instalația mecanică introducere-evacuare permite variații controlate de debite, necesare diverselor regimuri de funcționare, variații care duc la o exploatare economică a instalației.

Prevederea numai a introducerii sau numai a evacuării mecanice ar fi avut următoarele dezavantaje :

— nu s-ar fi putut realiza o distribuție uniformă a aerului proaspăt, creîndu-se astfel în parcaj zone periculoase din punctul de vedere al concentrației de oxid de carbon ;

— debitele mari de aer ce ar fi trebuit să circule spre sau dinspre exterior prin rampe ar fi creat curenți supărători și necontrolați în interior ;

— numai evacuarea mecanică, deci introducerea obținută prin depresiune, apare în principiu inacceptabilă acolo unde există necesități de încălzire, ca în cazul de față ;

— numai introducerea mecanică, deci evacuarea obținută prin suprapresiune, face imposibile accesele direct din și spre construcțiile alăturate.

Se poate cita, în sprijinul ideii de instalație mecanică, atît de introducere, cît și de evacuare la parcaje mari, exemplul parcajului Haussmann — Berri din Paris, unde inițial a fost prevăzută evacuarea numai prin suprapresiune și unde ulterior, datorită rezultatelor nesatisfăcătoare, s-a prevăzut și o instalație mecanică pentru evacuare.

Pentru evitarea înghețării instalației de incendiu și limitarea timpului de încălzire a motoarelor autovehiculelor la plecarea din parcaj, instalația de ventilație prevede și încălzire cu aer cald (în anotimpul rece), astfel încît să fie asigurată în interior o temperatură minimă de +5°C.

Trebuie menționat că încălzirea parcajelor este tratată diferit pe plan mondial. Astfel, în unele țări, condițiile de climă, legislația construcțiilor sau studii economice și de rentabilitate duc la soluții de ventilare fără încălzire iarna. Se pot cita în acest sens toate parcajele subterane de capacitate similară din Paris, unde temperatura exterioară coboară puține zile pe iarnă sub 0°C și unde legislația nu cere instalații de combatere a incendiilor decît de la nivelul patru subteran în jos (și nu sub formă de sprinclere).

Un alt exemplu îl reprezintă parcajul de 1 000 automobile din orașul Buffalo (statul New York, S.U.A.) unde studii economice au indicat ca nerentabilă încălzirea parcajului iarna.

Pe de altă parte pot fi citate parcajele din Viena (oraș cu clima apropiată de a Bucureștiului) sau din anumite orașe ale R.F.G., unde soluțiile adoptate prevăd încălzirea iarna.

În general, instalațiile de ventilație ale parcajelor de mare capacitate funcționează automat în vederea obținerii unor costuri minime de exploatare. Funcționarea se face fie după un program stabilit de obicei pe bază de observații în exploatare, fie la comenzile unei instalații de analizare a conținutului de oxid de carbon cuprins în aerul din parcaj. Și aici se poate face observația că sistemele adoptate în diverse țări nu sînt unitare: parcajele din Paris funcționează după primul sistem, criticîndu-l pe al doilea pentru arbitrarul poziției sondelor ce preiau aerul de analizat; parcajele din Viena au adoptat sisteme mixte, iar cele din S.U.A. al doilea sistem.

Problemele de principiu expuse pînă în prezent au fost soluționate astfel:

— în scopul asigurării economicității în exploatare a fost stabilită o funcționare automată funcție de două elemente: traficul în parcaj și temperatura exterioară.

Funcție de temperatura aerului exterior se stabilesc două regimuri de funcționare:

— în perioadele cu temperaturi exterioare de peste +5°C parcajul să fie ventilat în depresiune (cca 25 %), compensarea făcîndu-se cu pătrunderea aerului prin rampele de acces;

— în perioadele cu temperaturi exterioare sub +5°C ventilarea parcajului se face în echilibru, depresiunea, în cazul debitelor maxime, impunînd introduceri concentrate prea puternice în dreptul acceselor în parcaj pentru menținerea uniformă a temperaturii impuse.

S-a prevăzut de asemenea ca instalația să funcționeze în două regimuri de debite, funcție de traficul din parcaj: unul redus, cu debite de aer reduse, și altul maxim, cu debite de aer maxime în cazul unei vicieri puternice a aerului de către autovehiculele în manevră; regimul în depresiune sau echilibru se stabilește simultan, conform celor arătate mai sus.

Desfășurarea frontală mare a parcajului, cu o zonare evidentă a acceselor prin rampe dispuse pe întregul front și deci și a manevrelor vehiculelor în parcaj, a dus la soluția zonării pe grupuri a instalației de ventilație. Pot exista concomitent zone de parcaj cu manevre de autovehicule foarte frecvente și zone cu manevre mai puține, grupurile respective funcționînd, la nevoie, diferențiat din punctul de vedere al regimurilor de debit. În sprijinul ideii de împărțire pe grupuri distincte au intervenit și posibilitățile de distribuție a aerului și spațiile disponibile pentru centralele de ventilație, prizele de aer proaspăt și evacuările de aer viciat.

Funcționarea instalației se realizează automat pentru fiecare grup în parte, pe baza următoarelor criterii:

— regimul redus de debite se realizează după un orar la comanda unui ceas: programul va fi stabilit pe baza observațiilor ce vor fi făcute în exploatare;

— regimul maxim de debite se realizează la comanda unor analizoare de oxid de carbon (cîte unul pentru fiecare grup) care realizează supravegherea concentrației de CO în aerul din parcaj și intervin la atingerea unor concentrații periculoase. Fiecare analizor are sondele așezate în zona grupului respectiv, în locuri considerate critice din acest punct de vedere; menționăm că din punct de vedere sanitar și al protecției muncii s-a cerut ca în parcaj să existe în permanență grupuri în funcțiune în regim redus;

— încălzirea aerului de introducere în parcaj și întreg regimul termic se face sub supravegherea unor termostate;

— comanda și supravegherea funcționării instalației se fac de la un tablou general dotat cu toate elementele necesare, atît funcționării automate, cît și manuale.

Stația de spălare-gresare este deservită de un grup de ventilație propriu (introducere — evacuare) care, în timpul iernii, realizează și încălzirea cu aer cald, în așa fel încît în interior să fie asigurate condiții normale de lucru pentru personalul stației (temperatura minimă +15°C).

Instalaţia de ventilaţie a staţiei de întreţinere are posibilităţi de comandă manuală şi automată — prin ceas şi analizor de CO. Încălzirea aerului este supravegheată cu ajutorul unor termostate.

A fost prevăzut de asemenea un grup separator de ventilaţie mecanică (introducere — evacuare) a anexelor serviciului de exploatare (birouri, vestiare, grupuri sanitare) care, iarna, realizează şi încălzirea cu aer cald, pentru obţinerea unei temperaturi interioare normale, sub supravegherea unor termostate.

Comanda şi supravegherea funcţionării grupurilor de ventilaţie a staţiei de întreţinere şi a anexelor, se fac de la acelaşi tablou general comun cu al parcajului — automat sau manual.

Cele expuse mai sus au fost concretizate astfel:

Determinarea debitelor de aer necesare ventilării parcajului s-a făcut legată de concentraţiile maxime admisibile şi producţiile de nocivităţi în parcaj. Calculul s-a elaborat pe baza concentraţiei şi producţiei de CO, deoarece literatura de specialitate a ajuns la concluzia că o ventilare calculată în raport cu CO este suficientă pentru toate nocivităţile eşapate de autovehicule.

Pentru tipul acesta de parcaj, în care omul rămîne un timp foarte scurt (apreciat la maximum 20 de minute) numai pentru parcarea sau scoaterea maşinii, valoarea maximă admisibilă a concentraţiei de CO este de 0,02 % (200 ppm sau 200 cm^3 CO/m^3 aer sau 250 mg CO/m^3 aer).

În staţia de întreţinere, concentraţia maximă admisibilă (valoarea M.A.K.) pentru CO s-a considerat de 0,01 % (100 ppm).

Pentru calculul producţiei de oxid de carbon în parcaj, au fost apreciate în prealabil frecvenţa manevrelor autovehiculelor în parcaj şi producţia de CO a motorului de autovehicul pe manevră.

Din acest punct de vedere, s-a considerat caz de calcul — care apare mai defavorabil — cazul perioadelor din zi în care predomină parcările — dimineaţa sau seara înainte de spectacole — din următoarele motive :

— timpul de staţionare a maşinilor la intrarea în parcaj, pentru eliberarea sau vizarea tichetelor, se poate considera mai mic decît la ieşirea din parcaj — cînd se face plata parcării, deci frecvenţa autovehiculelor la intrare în perioadele amintite este mai mare decît în perioadele de vîrf, de ieşire din parcaj,

— distanţa pe care trebuie s-o parcurgă un autovehicul, în medie, pînă parchează este mai mare decît distanţa parcursă la plecare, cînd are un drum sigur de mers.

Pentru calcul a fost necesar un studiu al circulaţiei în parcaj pentru aprecierea frecvenţei de intrare şi a fluxului de autovehicule pe niveluri.

Considerînd frecvenţa de intrare a autovehiculelor de cca 2,5 maşini pe minut şi rampă, rezultă pe întreg parcajul aproximativ 540 maşini pe oră.

Împărţind manevra unui autovehicul în patru regimuri de funcţionare a motorului :

A) viteza I (la mers intermitent) pantă 6 % cca 10 km/h

B) viteza I (la mers intermitent cca 6 km/h)

C) mers în gol

D) accelerarea la pornirea de pe loc,

apreciind timpii necesari şi luînd producţiile de CO recomandate pentru fiecare regim în parte, au rezultat necesare următoarele debite de aer :

160 000 m^3/h adică cca 6 schimburi/h pentru nivelul superior

195 000 m^3/h adică cca 7,5 schimburi/h pentru nivelul inferior

Comparativ, se poate cita valoarea de cca 6 schimburi/h asigurată în general şi la parcajele din străinătate.

Raportate la numărul de maşini, aceste debite înseamnă cca 365 m^3/h loc de parcare sau cca 600 m^3/h maşină în manevră.

Bineînţeles că pentru a putea compara indicii rezultaţi cu indicii obţinuţi în alte ţări la lucrări similare, trebuie să se aibă în vedere capacitatea parcajului, accesele la diversele niveluri de parcare, circulaţia în interior şi tonajul mediu al maşinilor care parchează. Menţionăm că, de pildă, cifrele indicate de literatura americană sînt mult mai mari (1 000 m^3/maşină), explicaţia fiind furnizată de tipurile de maşină — cu litraj mult mai mare decît

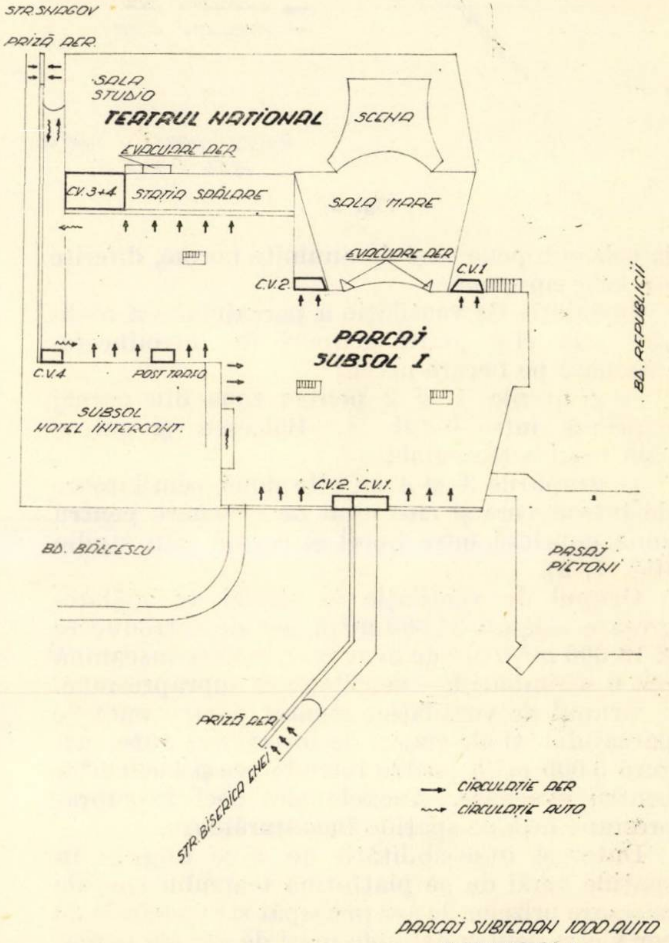


Fig. 1

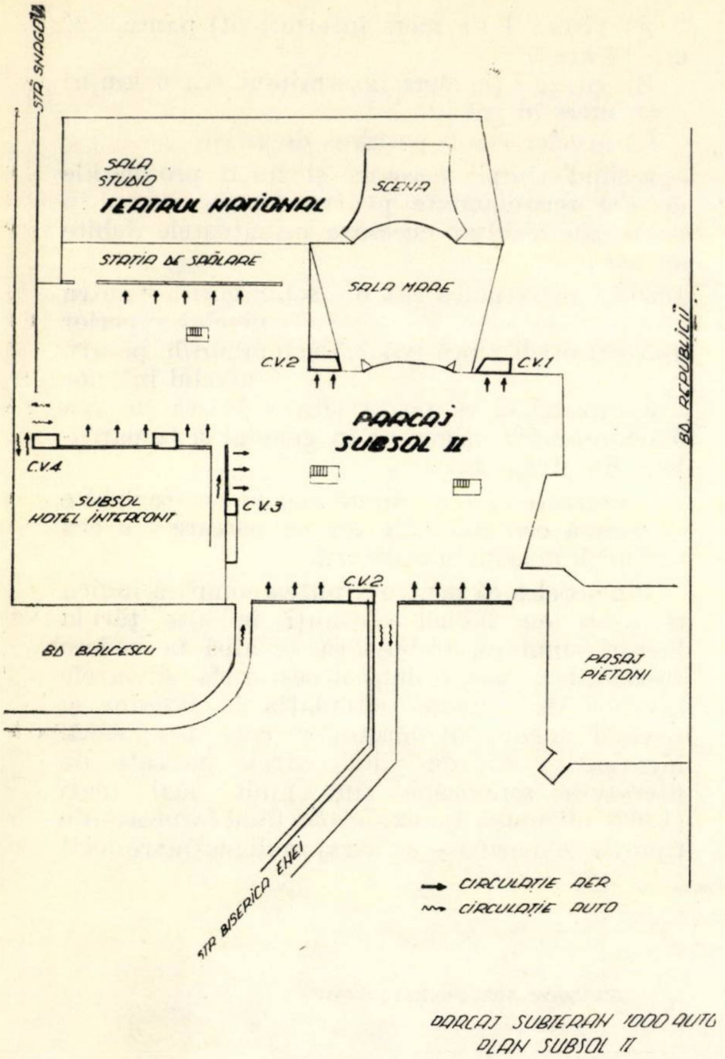


Fig. 2

la cele europene — și de anumite norme, diferite de cele europene.

Instalația de ventilație a parcajului s-a realizat prin cîte patru grupuri de introducere-evacuare pe fiecare nivel:

— grupurile 1 și 2 pentru zona din parcaj cuprinsă între b-dul N. Bălcescu și corpul sălii mari a teatrului;

— grupurile 3 și 4 cu cîte două ventilatoare de introducere și cîte unul de evacuare pentru zona cuprinsă între hotel și corpul sălii studio (fig. 1, 2).

Grupul de ventilație al stației de spălare-gresare asigură 21 000 m^3/h aer de introducere și 18 000 m^3/h aer de evacuare, ceea ce înseamnă cca 6 schimburi/h —ventilație în suprapresiune.

Grupul de ventilație, separat pentru anexele parcajului și ale stației de întreținere auto, asigură 5 000 m^3/h pentru introducere și 4 000 m^3/h pentru evacuare. Anexele sînt deci în suprapresiune față de spațiile înconjurătoare.

Datorită imposibilității de a se asigura în spațiile verzi de pe platforma teatrului spațiile necesare prizelor de aer proaspăt și evacuările de aer viciat pentru debitele mari de aer ale parcajului, s-a adoptat următoarea soluție:

— prizele de aer se realizează în pereții rampelor în porțiunea lor descoperită; aceasta a corespuns și cu ideea funcționării instalației în depresiune (vara);

— canalele de priză se prevăd a fi realizate în pereții dublați ai rampelor. Centralele de ventilație de introducere au fost plasate din acest motiv în zona intrării rampelor respective în parcaj;

— priza de aer proaspăt a stației de întreținere și a anexelor se realizează în fațada laterală a corpului sălii studio;

— evacuarea aerului viciat se face deasupra copertinei teatrului, aerul fiind condus prin canale de beton.

Ventilatoarele de evacuare a aerului au fost plasate alăturat teatrului, deci pe o latură opusă a parcajului față de centralele de introducere, atît datorită posibilităților de evacuare a aerului, cît și pentru realizarea unei circulații transversale a aerului în parcaj.

Datorită spațiului mic pus la dispoziție, atît pe înălțime, cît și în plan, s-a optat pentru ventilatoare axiale, care, în general, aspiră direct din camerele în care sînt montate.

După cum am arătat mai sus, înălțimile libere pe niveluri au fost stabilite strict funcțional pentru manevrarea autovehiculelor. Datorită acestor înălțimi mici și caroiajului de grinzi (pe ambele direcții) s-a recurs la o distribuție a aerului proaspăt și la colectarea aerului viciat pe cele două laturi lungi, opuse, ale parcajului.

Acest sistem de ventilație transversală, fără canale de distribuție la plafon, se întîlnește și în străinătate la parcajele de joasă înălțime și deschideri similare: Wotivpark (Viena); Porte d'Orleans; Haussmann-Berri; Champs Elysées-George V; Place des Invalides (Paris).

Introducerea se face distribuit prin guri de ventilație de 80 × 80 cm, prevăzute pe pereții perimetrali dubli care servesc și drept canale de aer. Evacuarea se face fie distribuit, cu aceeași rezolvare (grupurile 3 — 4), fie concentrat (grupurile 1 și 2) prin guri de ventilație de cca 2,0 × 2,0 m în dreptul centralelor respective de evacuare.

În dreptul intrării rampelor în parcaj s-au prevăzut introduceri concentrate (în tavan sau lateral), pentru realizarea unui amestec intens cu aerul exterior, pentru uniformizarea temperaturilor.

Sistemul cu distribuția aerului în pereții dubli ai parcajului a dus la ieftinirea instalației de ventilație (pereții dubli servesc și la trecerea diferitelor conducte — incendiu, încălzire etc.).

Pentru ventilarea stației de spălare-gresare s-a prevăzut ca introducerea aerului să se facă la tavan cu canal longitudinal pe toată lungimea stației, iar evacuarea în spațiul de circulație alăturat.

Parcajul este încălzit cu aer cald pentru o temperatură interioară minimă de +5°C. Sarcina de încălzire a fost calculată atît la pierderile de căldură prin elementele de construcție, cît și la cele datorate intrării autovehiculelor reci.

Stația de spălare-gresare e încălzită cu aer cald de ventilație pentru o temperatură minimă de +15°C, iar anexele, la temperaturile interioare normale.

Aerul de introducere în stațiile de întreținere auto și anexe este filtrat înainte de încălzire.

Inițial se preconiza încălzirea rampelor de acces pe porțiunea lor deschisă pentru evitarea înzăpezirilor și a poleiului. Sistemul prevedea circulația unui agent termic special, cu punct de congelare scăzut, în serpentine înglobate în spațiul circulabil auto.

Ulterior, în urma discuțiilor cu specialiștii din străinătate, s-a renunțat la o instalație pretențioasă care nu se justifica îndeajuns; de altfel, nici unul din parcajele similare vizitate în deplasarea de documentare efectuată în străinătate nu avea astfel de instalații.

Încălzirea aerului se realizează în baterii care au ca agent primar apa fierbinte de 115°C/75°C preparată în centrala termică a ansamblului, în cazane de tip Gamma 2.

Grupul de distribuție pentru parcaj — pasaj are regim hidraulic separat; sînt prevăzute pompe separate și contorizarea cantității de căldură consumate.

Pornirea pompelor grupului e comandată automat de nevoile parcajului sau pasajului; stabilitatea hidraulică a sistemului este asigurată de ventilele cu trei căi prevăzute la bateriile de încălzire.

Pentru funcționarea sigură și economică a tuturor grupurilor de ventilație s-a prevăzut automatizarea lor cu supraveghere și comandă de la un pupitru general comun (fig. 3).

Pentru oricare din grupurile parcajului, în mod normal funcționarea are loc cu comutatorul principal (10) pe poziția „automat", pornirea instalației făcîndu-se la comanda ceasului (8) conform programului stabilit.

La comanda de pornire sînt puse în funcțiune ventilatoarele (2) și (4) și se deschid clapetele (1) și (5).

După pornire, funcție de temperatura aerului exterior, termostatele de canal (6) comandă funcționarea instalației pe regimul de vară sau de iarnă:

a) *Regimul de iarnă* (*te* $< +5°C$)

Ventilatoarele (2 și 4) pornesc pe turația 50 %; dacă concentrația de CO din aerul interior depășește concentrația admisă (0,02 %), analizorul (9) comandă funcționarea ventilatoarelor (2) și (4) pe turația 100 %; această comandă se execută independent de indicațiile ceasului-program.

Dacă temperatura aerului în parcaj coboară sub +5°C, termostatul de cameră (16) comandă pornirea grupului independent de indicațiile ceasului-program sau ale analizorului de CO.

b) *Regimul de vară* (*te* $> +5°C$)

Ventilatorul (2) pornește pe turația 50 %, iar ventilatorul (4) pe turația 75 %; dacă concentrația de CO în aerul interior depășește concentrația admisă, analizorul (9) comandă funcționarea instalației cu ventilatorul (2) pe turația 75 % și cu ventilatorul (4) pe turația 100 %; această comandă se execută independent de indicațiile ceasului-program.

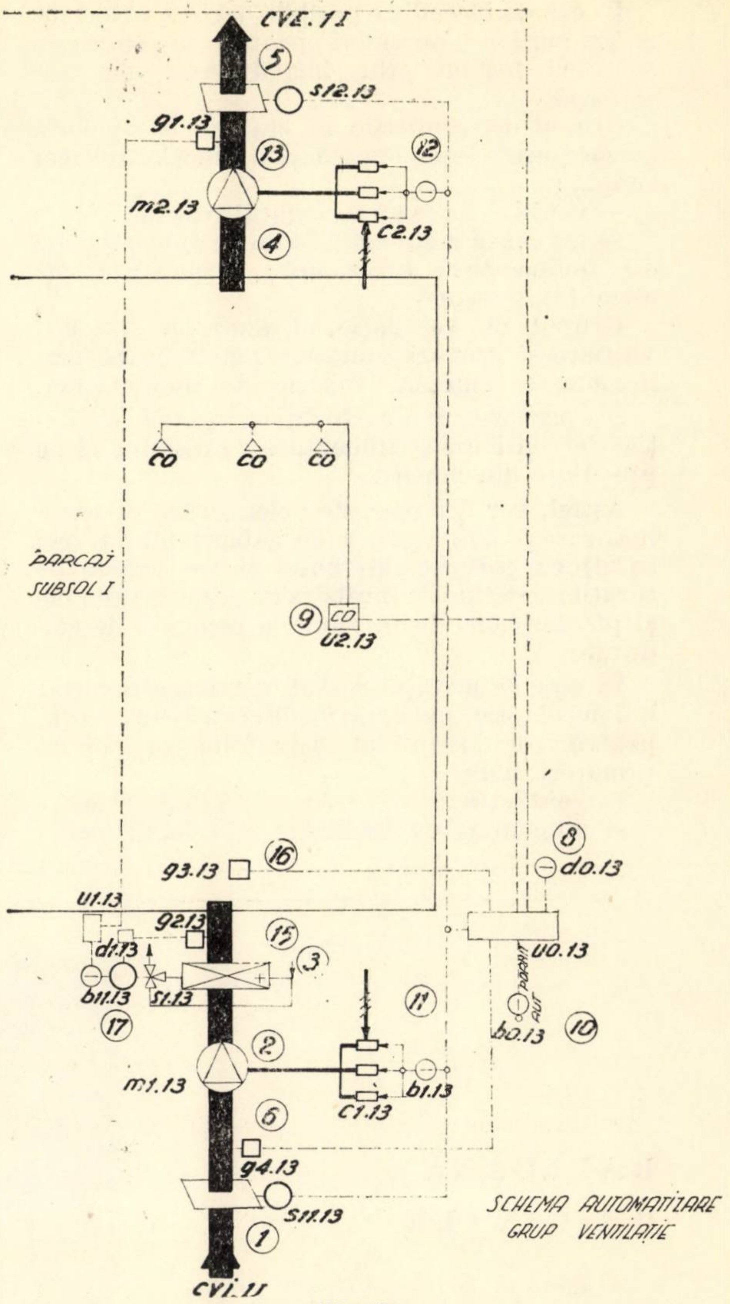


Fig. 3

Prin comutatorul (10) grupul poate fi pornit sau oprit manual.

Ventilatoarele pot fi pornite sau oprite manual, pe orice treaptă de turație, prin comutatoarele (11) și (12).

Debitul bateriei de încălzire (3) este reglat de comenzile termostatului de canal (13) prin ventilul cu servomotor (17), astfel ca temperatura în parcaj să fie menținută la valoarea de +5°C.

Termostatul (15) va comanda deschiderea ventilului (17) dacă există pericolul de îngheț al barierei de încălzire.

În caz de incendiu e posibilă oprirea automată a grupurilor parcajului pentru împiedicarea activării focului prin introducerea de aer proaspăt.

Grupul de ventilaţie al staţiei de spălare-gresare are o componenţă şi o funcţionare mai simplă :

— ventilatoarele au o singură treaptă,

— nu există regimuri diferite de debit, funcţie de temperatura exterioară; termostatul de canal (6) lipseşte.

Grupul de ventilaţie al anexelor (birouri, vestiare şi grupuri sanitare) funcţionează permanent şi automat funcţie de temperatură.

S-a prevăzut ca o parte din agregatele instalaţiei de ventilaţie şi alimentare cu căldură să fie procurate din import.

Astfel, vor fi importate : elementele de automatizare; ventilatoarele de gabarit minim (tip axial) cu performanţe bune şi trei trepte de turaţii; bateriile de încălzire cu gabarite minime şi pierderi mici de presiune şi contorul de căldură.

În ceea ce priveşte costul instalaţiei raportat la debitul total de aer maxim de circa 370000 m³/h, pentru tot ansamblul parcajului se pot da următorii indici :

— ventilaţie	3,7 lei/m³ aer
— alimentare cu căldură	0,74 lei/m³ aer
— instalaţii aferente în centrala termică	0,72 lei/m³ aer,

ceea ce înseamnă, în total, cca 5,2 lei/m³ aer vehiculat.

★

În concluzie, se poate afirma că pentru parcaje de mare capacitate caracteristicile instalaţiilor de ventilaţie variază mult de la caz la caz funcţie de anumite condiţii specifice : capacitatea de parcare, circulaţii, accese, mod de exploatare, timp de staţionare, capacitatea cilindrică medie a turismelor parcate; în felul acesta indicii stabiliţi au o valoare relativă şi ei trebuie totdeauna interpretaţi funcţie de condiţiile amintite.

Bibliografie

[1] I. Schneider : *Ventilarea garajelor,* în Instalaţii tehnico-sanitare — Caiet selectiv nr. 6/1965.

[2] B. Fellenbaum : *Proiectarea ventilării unui garaj de 1000 automobile,* în Heating, Piping and Air Conditioning, nr. 11/1968

[3] K. M. Lillich : *Ventilarea garajelor mari,* în Gesundheits Ingenieur, nr. 12/1968

[4] Firma Sulzer : *Indicaţii pentru proiectarea instalaţiilor de ventilaţii la garaje pînă la 150 autoturisme.*

[5] Buletin CSCAS nr. 21/1965

[6] D. Deleanu : *Raport asupra deplasării de documentare în Franţa şi Austria,* 23—30 iulie 1967.

[7] *Prospectele parcajelor pariziene* : Haussmann - Berri, Champs Elysées-George V, Place des Invalides

---

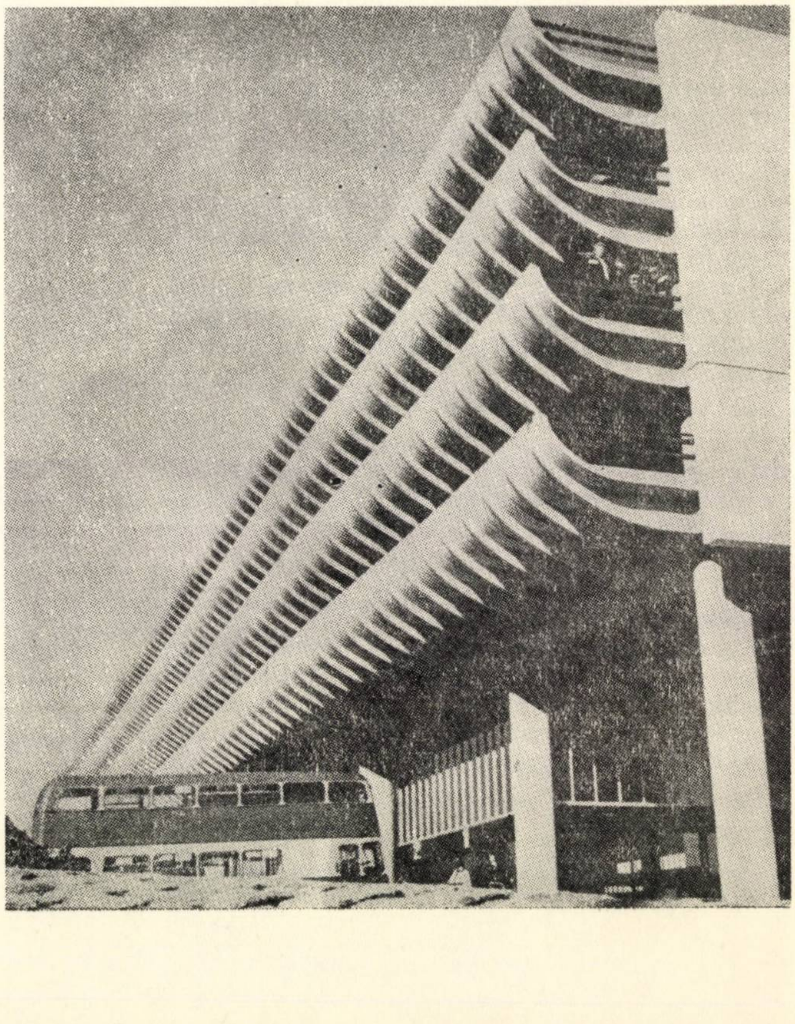
BALCOANE ORIGINALE

Se afirmă că la Preston, Anglia, ar exista cel mai mare garaj la suprafaţă din Europa. Adevărată sau falsă, ştirea merită să fie reţinută, cu atît mai mult cu cît, într-adevăr, construcţia nu este lipsită de amploare. Clădirea are 183 m lungime. Parterul este amenajat ca autogară, iar cele patru niveluri superioare sînt prevăzute să adăpostească 1 100 de maşini. Circulaţia pietonilor este complet separată de cea a autobuzelor şi automobilelor, accesul lor făcîndu-se prin subteran.

Clădirea este construită din beton armat : structura verticală a fost turnată pe loc, în timp ce dalele de planşeu, a căror extremitate exterioară se ridică într-o balustradă de o formă insolită, au fost prefabricate pe şantier şi montate cu macaraua.

Trebuie să recunoaştem că acest element funcţional de protecţie, prin tratarea sa şi prin repetiţie, dă întregii clădiri un aspect interesant şi original.

Din Bâtir, iunie 1970



INSTALAŢIILE TERMICE ŞI DE CLIMATIZARE LA CENTRUL DE TELEVIZIUNE DIN BUCUREŞTI[*]

Ing. Romulus Iliescu
Institutul Proiect-Bucureşti

Centrul de Televiziune din Bucureşti este conceput în sistem pavilionar şi compus din următoarele clădiri cu funcţiuni distincte[**] :

a) **Corpul studiouri**, cu p + 1 etaj şi un volum construit de cca 160 000 m^3, care cuprinde :

- trei studiouri principale (2 × 600 m^2 +1 × 800 m^2) ;
- studiouri mijlocii şi mici (actualităţi, înregistrări muzicale, crainici) ;
- anexe tehnice (regii audio-video, telecinema, înregistrări magnetice, control general tehnic etc.) ;
- anexe artistice (săli de repetiţii, cabine artişti, săli de coafură-machiaj etc.) ;
- spaţii auxiliare (depozite, premontaj decoruri, grupuri sanitare, bufete, circulaţii, centrale de condiţionare etc.).

b) **Corpul de producţie,** cu p + 1 etaj şi un volum construit de cca 65 000 m^3 în care s-au amplasat toate atelierele necesare confecţionării decorurilor şi recuzitei (pictură, tîmplărie, mecanică, tapiţerie, costume etc.), ateliere de întreţinere, spaţii mari de depozitare a decorurilor, costumelor şi recuzitei, precum şi centralele : termică, de frig, hidrofoare, aer comprimat.

c) **Corpul redacţie — administraţie,** avînd forma unei lame-turn cu p + 13 etaje şi un volum construit de cca 40 000 m^3, cuprinde : conducerea şi administraţia, birourile redacţionale, săli de proiecţie, încăperi tehnice cu aparataj radiorelee pentru carele de reportaj etc.

d) **Corpul foto-film,** cu subsol şi parter, volumul construit de 13 000 m^3, cuprinzînd laboratoarele de prelucrare şi montaj al peliculei şi benzilor sonore, împreună cu toate anexele tehnice auxiliare : depozite de peliculă, soluţii chimice, încăperi de preparări, controlul tehnic al producţiei etc.

Menţinerea condiţiilor climatice în limitele parametrilor de confort, precum şi celor ceruţi de unele echipamente sau procese speciale, se realizează cu instalaţii simple sau combinate de încălzire, ventilaţie şi condiţionare a aerului.

La alegerea sistemelor proiectate, în afară de cerinţele tehnice şi funcţionale, s-a dat o deosebită atenţie criteriului economic, lucrarea trebuind să corespundă condiţiilor etapei actuale de dezvoltare a economiei ţării şi să se încadreze în sumele aprobate.

Proiectarea s-a bazat pe o amplă documentare din literatura de specialitate, cît şi pe concluziile obţinute din vizitarea unor centre europene importante (ABC şi BBC — Londra, casa RTF — Paris, studiourile din Hamburg, Baden-Baden, Wiesbaden ş.a. din RFG).

În cele ce urmează se expun succint soluţiile adoptate, cu referire în special la problemele specifice de profil.

A. INSTALAŢIILE DE ALIMENTARE CU CĂLDURĂ

Întregul complex este alimentat de la o singură centrală termică, folosind drept combustibil gaze naturale, amplasată în subsolul corpului de producţie, cu o capacitate finală proiectată de 13,0 Gcal/h la vîrf de sarcină.

Distribuţia căldurii este divizată în două sisteme, care diferă atît ca parametri ai agentului încălzitor (apa caldă), cît şi ca regimuri de funcţionare.

a) Sistemul „I" (încălzire) cu o capacitate de cca 5,0 Gcal/h funcţionează cu temperaturi de 95/75°C la vîrf de sarcină şi grafic variabil calitativ (reglat automat în funcţie de condiţiile exterioare) ; el satisface sarcina de încălzire cu corpuri statice pentru toate pavilioanele, operînd numai în anotimpul friguros.

b) Sistemul „V.A.C." (ventilaţii-aer condiţionat) cu o capacitate de cca 8,0 Gcal/h, care alimentează cu apă caldă bateriile de încălzire ale grupurilor de ventilaţie şi aer condiţionat din întregul centru. Întrucît staţiile de condiţionare a aerului funcţionează cu punct de rouă fix, sarcinile bateriilor de reîncălzire sînt prea puţin afectate de condiţiile exterioare. De aceea, sistemul „V.A.C." operează cu temperatură constantă pe ducere, în două regimuri, care se identifică cu regimurile de funcţionare ale cazanelor din centrală :

---

[*] Colectivul de elaborare a proiectului, în cadrul Institutului Proiect-Bucureşti : ing. Romulus Iliescu, ing. Const. Şerbu, ing. Elena Niţă, ing. Ioana Grant, ing. Dana Bucşa, ing. R. Drăgălan.

[**] Datele privind construcţia sînt cuprinse în articolul ing. *M. Manolache* : Centrul de televiziune Bucureşti, Construcţii şi materiale de construcţie, nr. 8, 1970.

— regimul de 95°C în anotimpul friguros,

— regimul de 70°C în perioada de vară (cînd nu funcționează sistemul „I") pentru alimentarea bateriilor de reîncălzire de zonă ale sistemelor de condiționare a aerului și de preparare a apei calde de consum.

Întrucît cazanele produc apă caldă la temperatură constantă, graficul variabil al sistemului „I" este realizat printr-un ventil automat de amestec, acționat prin intermediul unui releu, în funcție de condițiile exterioare.

Pentru stabilitatea hidraulică a sistemului „V.A.C.", bateriile de încălzire au fost prevăzute cu ocoliri realizate cu ventile automate cu trei căi.

Schema generală din figura 1 prezintă organizarea funcțională a centralei termice și distribuția purtătorului de căldură în sistemele „I" și „V.A.C." prin rețele de distanță bitubulare la toate clădirile centrului. Pe aceeași schemă s-a figurat prepararea și distribuția apei calde de consum (sistemul „A.C."), precum și organizarea funcțională a centralei frigorifice împreună cu distribuirea apei răcite către centralele de condiționare a aerului (sistemul „F"). Toate rețelele de distanță au fost figurate monofilar.

Sub aspect hidraulic, alimentarea cu căldură constituie o singură instalație, cu vas de expansiune unic (amplasat în corpul studiouri), dar cu grafice piezometrice independente în regim dinamic, pentru cele două sisteme „I" și „V.A.C.", așa cum se arată în figura 2.

Prepararea apei calde de consum (sistemul „A.C.") se realizează cu ajutorul unui schimbător de căldură rapid, cu o capacitate de 1 200 000 kcal/h și al unui schimbător cu acumulare de 5 000 litri (care va furniza apa caldă în perioadele de întrerupere a focului la cazane, mai ales noaptea în sezonul intermediar și vara). Temperatura apei livrate este menținută constantă la variația consumurilor, cu ajutorul unor termoregulatoare mecanice.

INSTALAȚIILE DE ÎNCĂLZIRE

Încăperile și spațiile de circulații din zonele perimetrale ale clădirilor s-au proiectat a fi încălzite cu radiatoare de folosință curentă. S-au prevăzut

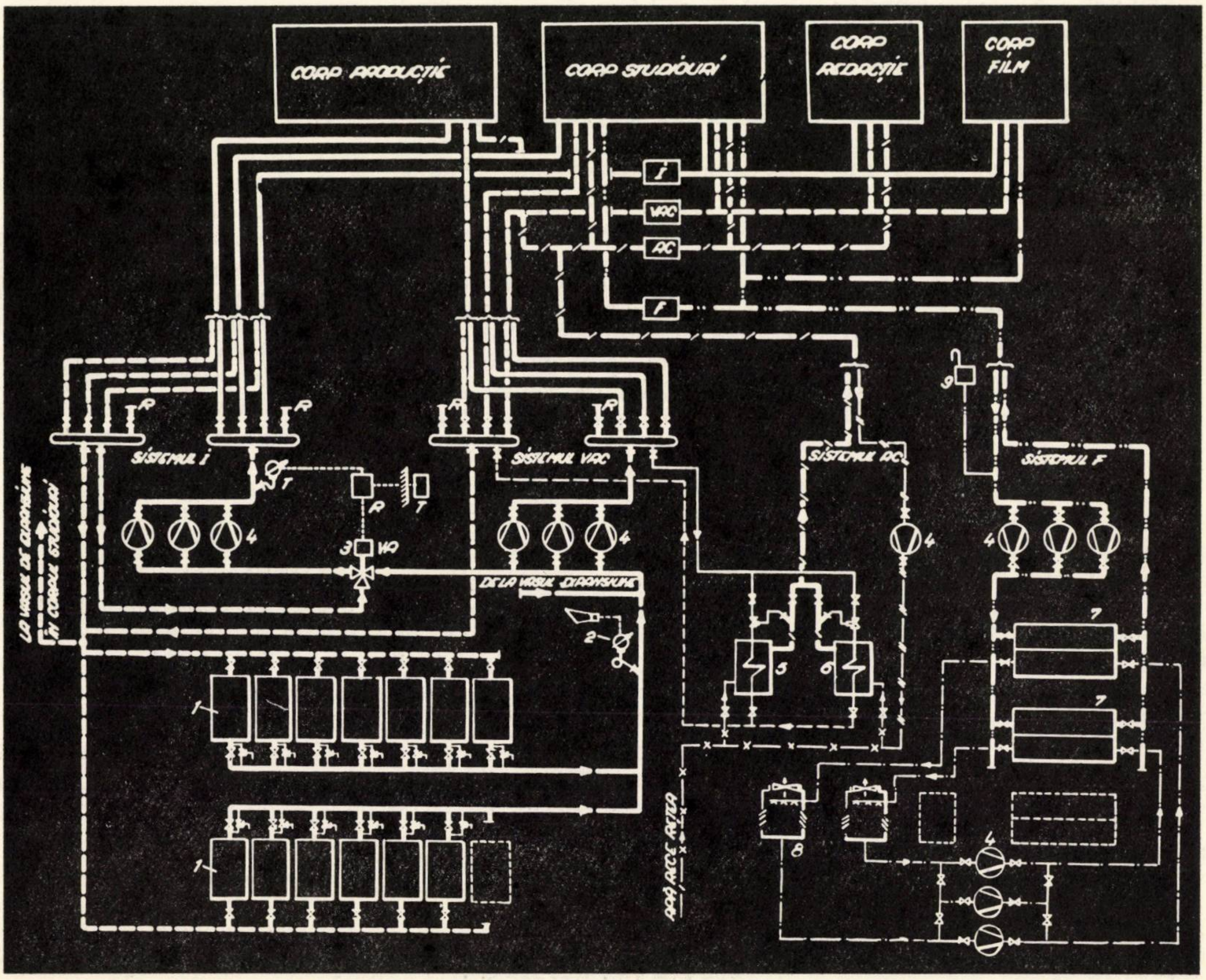


Fig. 1. Schema alimentării Centrului de Televiziune cu căldură, apă caldă de consum și frig:
1 — cazane de apă caldă; 2 — semnalizator depășire temperatură; 3 — ventil automat amestec; 4 — pompe de circulație; 5 — schimbător căldură cu acumulare; 6 — schimbător căldură rapid; 7 — mașină frigorifică; 8 — turn de răcire; 9 — vas expansiune. I — sistem alimentare încălzire; VAC—sistem alimentare ventilații și aer condiționat; AC — sistem alimentare apă caldă de consum; F — sistem alimentare cu frig.

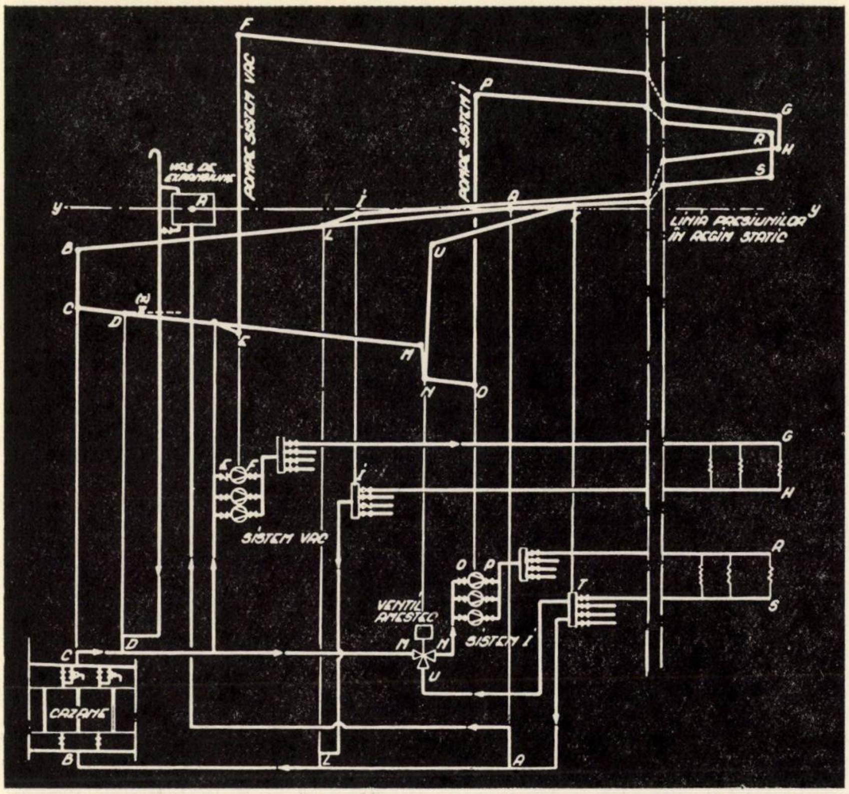


Fig. 2. Graficele piezometrice în regim dinamic ale sistemelor I și VAC: (x) nivelul apei în conducta de siguranță, în regim dinamic.

radiatoare chiar și în unele încăperi cu ferestre, echipate cu instalații de aer condiționat, astfel ca în perioadele de nefuncționare a acestora să se realizeze o încălzire de gardă.

Din calculele economice a rezultat mai avantajos ca în spațiile mari de depozitare din corpul producție să se adopte soluția încălzirii cu aparate aeroterme funcționînd cu aer în recirculație. În funcție de necesități, termostate bipoziționale pornesc și opresc aparatele, menținînd o temperatură de cca +5°C ajustabilă. În fiecare depozit cîte un aeroterm funcționează și cu aer exterior în amestec, pentru satisfacerea cerințelor de ventilație. Atelierele de producție perimetrale, dotate cu instalații de ventilație mecanică, au de asemenea și încălzire de gardă cu corpuri statice.

Pentru corpul de redacție s-a analizat soluția adoptării unui sistem de încălzire cu plafoane radiante, funcționînd iarna cu apă caldă, iar vara cu apă răcită. Calculele economice, însă, au determinat renunțarea la acest sistem, adoptîndu-se tot o soluție simplă cu radiatoare, fără răcire în timpul verii. Întrucît vasul de expansiune, din motive tehnice și de etapizare a lucrărilor, a fost montat în corpul studiouri, clădirea redacției a fost proiectată cu două zone de distribuție pe înălțime. Zona inferioară este alimentată cu căldură din sistemul „I"; purtătorul de căldură pentru zona superioară, cu parametri maximi de 80/60°C, se prepară în schimbătoare de căldură, agentul primar fiind preluat din sistemul „V.A.C."

Întrucît cele două fațade principale ale lamei-turn sînt supuse unor condiții exterioare diferite, instalația zonei superioare a fost divizată în două subzone de distribuție, cu reglare automată independentă a temperaturii purtătorului de căldură, așa cum se arată în figura 3.

Schema cu distribuție superioară și întoarcere inversă asigură o bună echilibrare hidrau-

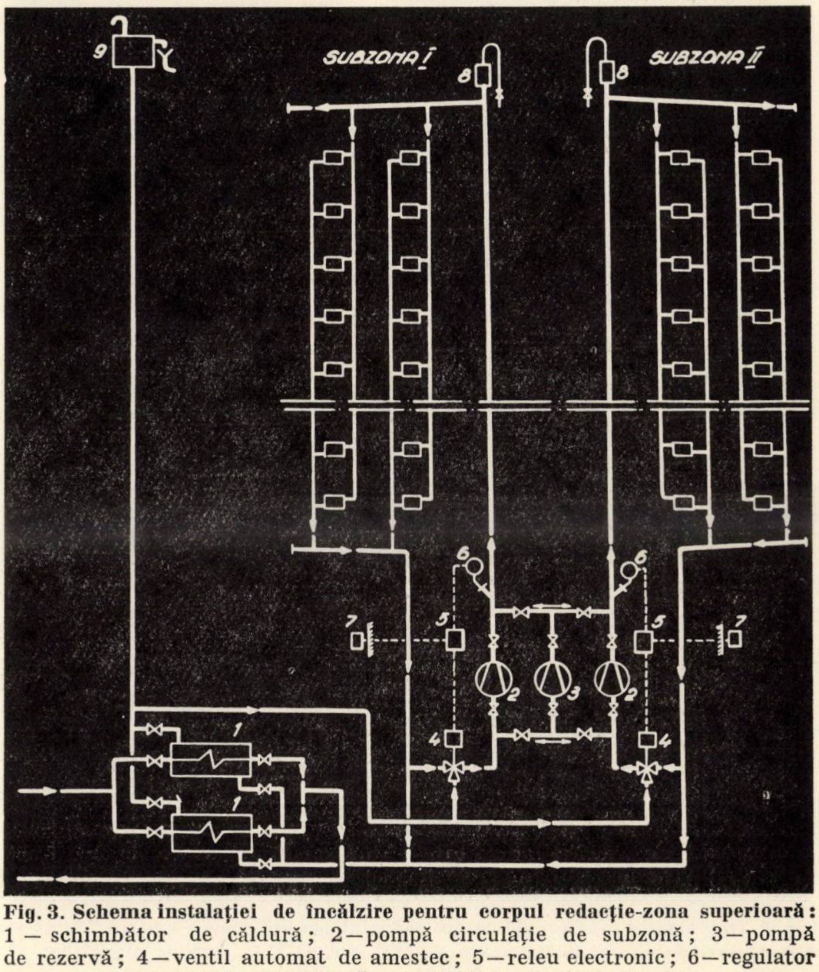


Fig. 3. Schema instalației de încălzire pentru corpul redacție-zona superioară: 1 — schimbător de căldură; 2—pompă circulație de subzonă; 3—pompă de rezervă; 4—ventil automat de amestec; 5—releu electronic; 6—regulator temperatură secundar; 7 — termostat principal exterior.

lică și evită fenomenele gravitaționale.

B. ALIMENTAREA CU FRIG

Necesarul de frig pentru alimentarea bateriilor de răcire s-a stabilit după analizarea mai multor ipoteze de funcționare simultană a diferitelor grupuri de condiționare a aerului.

Pentru etapa de emisiuni alb-negru, frigul pentru întregul centru este produs de două mașini frigorifice avînd fiecare o capacitate de 1 000 000 kcal/h; în viitor, o dată cu introducerea emisiunilor color, se va monta încă o unitate de capacitate similară.

Mașinile sînt de tip centrifugal monobloc (incluzînd condensatorul și răcitorul), de fabricație Carrier, și folosesc fluidul refrigerent R. 11.

Răcirea condensatorului se realizează cu apă recirculată forțat prin turnuri de răcire.

Alimentarea cu apă răcită (5/9°C) a bateriilor grupurilor de condiționare este reprezentată schematic în figura 1 prin sistemul „F".

C. INSTALAȚIILE DE CONDIȚIONARE A AERULUI ȘI DE VENTILAȚIE

Stabilirea sistemelor de condiționare a aerului și de ventilație s-a studiat pe baza unei selecții a funcțiunilor tehnologice și a condițiilor de exploatare; s-a avut totodată în vedere ca fiecare sistem să rămînă în domeniul capacităților medii.

Întregul centru cuprinde: 13 sisteme centrale și 5 sisteme locale de aer condiționat, precum și 25 de sisteme de ventilație.

CONDIȚIONAREA AERULUI PENTRU STUDIOURI

Cele trei studiouri de mare capacitate au fost echipate cu sisteme independente de aer condiționat. Pentru tratarea aerului s-au proiectat în prima etapă de exploatare (emisiuni alb-negru) trei stații de tip unizonal (2 × 60 000 m^3/h pentru studiourile de 600 m^2, și una de 75 000 m^3/h pentru studioul de 800 m^2). La trecerea pe emisiuni color, aceste stații vor fi dublate cu trei stații unizonale de capacități similare.

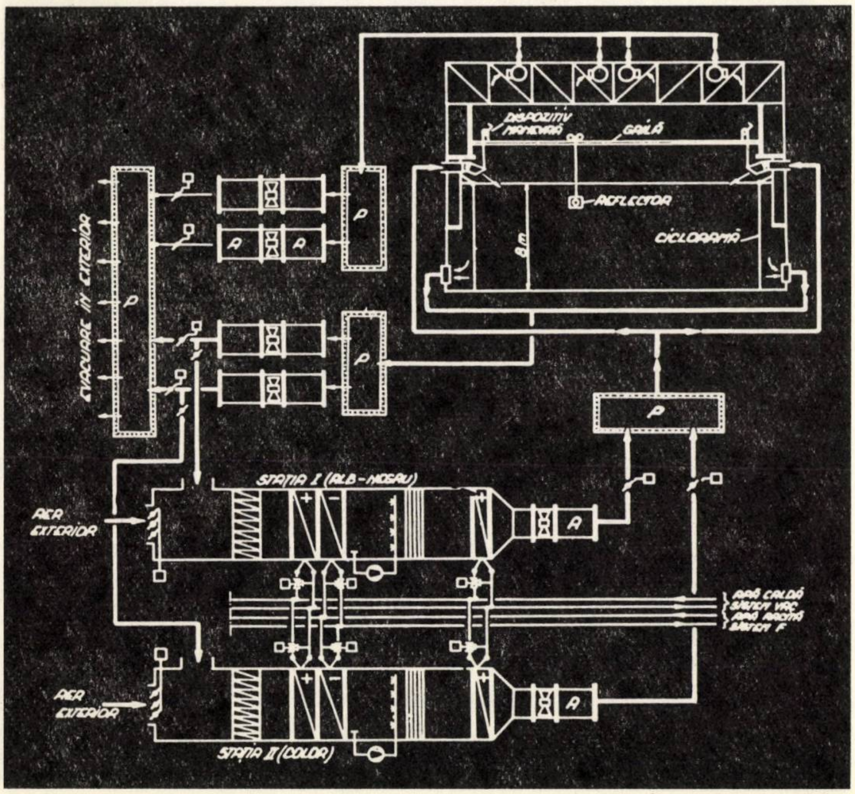


Fig. 4. Organizarea funcțională pentru sistemul de condiționare a aerului la un studio: A — amortizor eficient în frecvențe medii și înalte; P — plenum amortizor zgomot eficient în frecvențe joase

În figura 4 se indică schema structurii funcționale a sistemului de condiționare pentru unul din studiouri.

Datorită izolațiilor fonice care prezintă și rezistențe termice ridicate, sursa principală de căldură o constituie reflectoarele; la un studio de 600 m^2, sarcina simultană este de cca 216 kW, în emisiuni alb-negru, și cca 400 kW, în emisiuni color. Din această sarcină termică, 50 % este căldură convectivă, iar 50 % căldură radiantă ce se acumulează în zona inferioară. Efectul radiației directe asupra ocupanților nu poate fi evitat; acest efect poate fi însă ameliorat printr-o circulație mai activă a aerului. Ținînd seamă de poziția reflectoarelor, o soluție ideală ar fi constituit-o introducerea aerului în zona inferioară și o circulație ascendentă a acestuia, care ar fi preluat căldura în drum spre terminalele de evacuare situate în partea superioară a studioului.

Aplicarea unei astfel de soluții nu a fost posibilă, deoarece:

— ciclorama (fig. 4) constituie un ecran de la pardoseală pînă la înălțimea de 8 metri, pe trei laturi ale studioului.

Materialul din care este confecționată, deși este penetrabil la aer (deci convenabil pentru trecerea aerului de evacuare), ar fi produs disiparea energiei cinetice a unor jeturi de introducere din terminalele situate perimetral în zona inferioară;

— pe pardoseala studioului nu s-au putut monta terminale de introducere fixe sau amovibile, deoarece ar fi împiedicat deplasarea camerelor de luat vederi și a altor echipamente tehnice.

În aceste condiții, introducerea aerului se realizează prin terminale orientabile în plan vertical, deasupra cicloramei, dînd posibilitatea unei distribuiri uniforme a aerului pe toată suprafața platoului. În cadrul diferitelor aranjamente scenografice, jeturile pot fi corectate în mod convenabil.

Temperatura realizată în studio în zona de lucru este de 24°C, iar la vîrf de sarcină poate crește pînă la 26°C, cu o diferență de temperatură la aerul refulat de 13°C.

Din cantitatea totală de aer evacuat, 50% preia cea mai mare parte a căldurii convective degajată de reflectoare și se extrage pe la partea superioară a studioului, fără a fi refolosită în recirculație; restul de 50% se extrage la partea inferioară, pe pereții laterali și intră, în cea mai mare parte, în recirculație.

Deoarece studioul nu lucrează permanent la vîrf de sarcină internă, pentru economie în exploatare, toate ventilatoarele pot funcționa în trei trepte de viteză, controlate de tehnicianul de serviciu de la tabloul de comandă.

Stația centrală de tratare a aerului funcționează pe punct de rouă fix. Temperatura aerului refulat este reglată funcție de variațiile de sarcină cu ajutorul bateriei de reîncălzire. Pentru a obține răspunsuri cît mai rapide ale instalației de condiționare la variațiile de sarcină, la atingerea unei valori critice a energiei electrice absorbite de proiectoare, comanda bateriei de reîncălzire se comută automat de la termostatul de ambianță la un dispozitiv electronic special care acționează ventilul în funcție de curentul absorbit de proiectoare.

CONDIȚIONAREA ÎNCĂPERILOR TEHNICE

Spațiile tehnice din corpul studiouri se împart funcțional în două categorii :

— anexe tehnice ale fiecărui studio (regie video, regie audio, control video-lumini);

— încăperi tehnice cu funcțiuni generale (control general tehnic, înregistrări magnetice, telerecording, telecinema etc.).

Această mare varietate de funcțiuni și echipamente prezintă condiții mult diversificate ca valori ale sarcinilor termice, cît și ca variații ale acestora.

La alegerea sistemelor de condiționare s-au analizat soluții ce se pot grupa sintetic în două categorii :

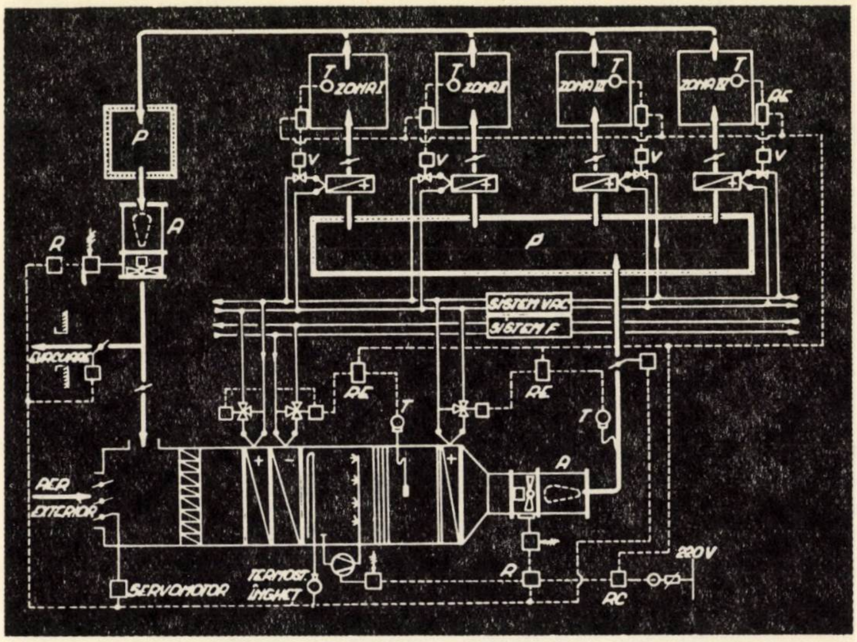


Fig. 5. Organizarea funcțională a unui sistem multizonal

a) Introducerea centralizată de aer primar (pentru ventilație) tratat la parametrii intermediari (în general pentru prelucrarea căldurii latente), apoi preluarea sarcinii sensibile în fiecare încăpere, prin aparate locale cu inducție sau convectoventilatoare.

b) Mai multe sisteme independente (grupînd încăperile condiționate pe funcțiuni sau condiții de exploatare asemănătoare) cu tratarea aerului în stații centrale de tip multizonal.

A fost reținută ultima soluție, atît din considerente economice, cît și din cauza condițiilor acustice riguroase impuse de tema de proiectare.

În figura 5 se prezintă schema organizării funcționale a unui sistem tipic folosit în condițiile arătate.

Terminalele de introducere a aerului sînt situate la plafon, cu jetul orientabil în plan vertical, iar cele de evacuare, fie tot la plafon (plasate în general deasupra echipamentelor ce degajează căldură), fie la partea inferioară, pe pereții laterali.

Unele echipamente electronice necesită introducerea de aer direct în aparate, pe la partea inferioară. În aceste încăperi s-au amenajat pardoseli duble, care folosesc și la montarea sistemului complex de cablaje pentru aparatura tehnică.

Sistemele multizonale funcționează de asemenea cu punct de rouă fix (ajustabil).

Automatizarea de tip electronic permite răspunsuri mai rapide la variațiile de sarcină. Temperatura în fiecare încăpere principală poate fi ajustată și corectată individual de către ocupanți, acționînd asupra ventilelor regulatoare ale bateriilor de încălzire de zonă.

★

Cele 12 stații de tratare a aerului din corpul studiouri s-au grupat în două centrale de condiționare, amplasate în subsolul al doilea al clădirii. Deasupra acestora, la primul subsol, s-au amenajat spații tehnice pentru distribuțiile de canale de aer și camerele de amortizare a zgomotelor de frecvențe joase ; tot aici s-au montat și toate bateriile de reîncălziri de zonă, distribuțiile de apă caldă și răcită, de asemenea toate dispozitivele manuale și organele automate de reglaj. În acest mod s-a asigurat accesul la toate elementele instalațiilor pentru probe, reglaje și întreținere.

★

În ce privește echipamentele, este de remarcat folosirea, în sistemele de condiționare, a ventilatoarelor de tip axial, cu trei trepte de viteză şi unghiul de atac al paletelor reglabil.

Funcţionarea în trei trepte de viteză permite o mare elasticitate în exploatare, în funcţie de sarcina internă şi exterioară. Astfel, treapta de viteză maximă apare necesară numai în timpul verii, la suprapunerea vîrfurilor de sarcină internă şi externă. Treapta medie poate fi folosită cu succes în perioadele de tranziţie, iar în anotimpul friguros este suficient debitul de aer obţinut cu treapta minimă. Din acest mod de funcţionare se obţin mari economii în consumurile energetice, în comparaţie cu sisteme lucrînd cu viteză unică.

Din experienţa acumulată de Institutul „Proiect" — Bucureşti în ce priveşte necesitatea prevederii unor schimbări posibile în timp ale echipamentelor montate în spaţiile condiţionate, ca urmare fie a apariţiei unor noi necesităţi de dotare, fie a evoluţiei tehnicii constructive a aparaturii, ventilatoarele au posibilitatea schimbării performanţelor (debit şi presiune) prin reglarea unghiului de atac al paletelor. Această prevedere, fără rezultate imediate, se poate dovedi deosebit de utilă în viitor.

★

Exploatarea sistemelor de condiţionare şi ventilaţie se efectuează de la un tablou de comandă central, de la care se pot realiza următoarele operaţii:

— pornirea şi oprirea ventilatoarelor, precum şi controlul funcţionărilor în oricare din treptele de viteză considerate necesare, funcţie de regimurile de exploatare;

— controlul acţionărilor automate (clapete de aer, baterii etc.);

— controlul parametrilor aerului în încăperile principale.

În centralele de condiţionare s-au amplasat tablourile cu relee electrice şi aparatura auxiliară a sistemelor automate de acţionare şi reglaj.

Automatele de pornire şi protecţie ale ventilatoarelor, echipate şi cu comandă locală, s-au montat lîngă fiecare maşină, pentru intervenţii directe în cadrul operaţiilor de întreţinere sau de avarii.

CORPUL REDACŢIEI

La corpul redacţiei, condiţiile economice nu au permis introducerea generalizată a climatizării pentru sezonul cald. În aceste condiţii, unele spaţii (cabinetele conducerii, sala de consiliu, sala principală de proiecţii, încăperea pentru radiorelee) au fost prevăzute cu aparate locale de condiţionare a aerului, de tip monobloc, avînd condensatoarele sistemelor frigorifice răcite cu aer. Aceste echipamente pot lucra în regim de pompă termică, vara pentru răcire şi iarna pentru încălzirea aerului vehiculat.

CORPUL PRODUCŢIEI

Atelierele din corpul de producţie, în care se confecţionează decorurile, costumele şi recuzita, au un caracter mult diversificat, atît ca tehnologie, cît şi ca nocivităţi. Majoritatea încăperilor clădirii au necesitat ventilaţii mecanice.

Pentru stabilirea sistemelor independente s-au avut în vedere atît funcţiunile tehnologice, cît şi condiţiile necesare localizării unor eventuale incendii.

Atelierul de pictură, care prezintă particule în suspensie, ca urmare a folosirii pistoalelor de pulverizare, a fost echipat cu un sistem de ventilaţie care să contribuie printr-o circulaţie activă a aerului (12 schimburi de aer pe oră la vîrf de exploatare, 6 schimburi orare la funcţionare normală) şi la accelerarea procesului de uscare a panourilor pictate în culori de apă sau ulei.

Atelierul de vopsire pentru elemente de recuzită dispune de o cabină specială pentru pulverizare Duco, avînd exhaustor propriu, aerul de compensare fiind introdus în încăpere.

Atelierul de tîmplărie este dotat cu maşini de prelucrare a lemnului, dintre care unele sînt prevăzute cu dispozitive de captare a prafului şi rumeguşului. Un sistem de transport pneumatic conduce particulele în suspensie la un separator centrifugal (ciclon) cu descărcare într-un buncăr special, de unde pot fi încărcate şi evacuate în afara centrului. Aerul de compensare (încălzit în sezonul rece) este difuzat în spaţiul de lucru prin anemostate.

S-au mai proiectat sisteme de ventilaţie independente la:

— ateliere cu profile diferite (tapiţerie, sculptură, frunze şi flori etc.);

— depozite de aparataj energetic;

— grupuri de vestiare, duşuri, spălătorie şi vopsitorie de materiale textile, precum şi un număr de exhaustoare locale la mese de sudură, forje, încăperi de acumulatori, grupuri sanitare etc.

Pentru localizarea unor eventuale incendii, în afară de separarea sistemelor de ventilaţie, s-au prevăzut clapete antifoc pe canalele comune ale mai multor încăperi şi la trecerea canalelor prin ziduri antifoc. Încăperile maşinilor, ca şi ciclonul, sînt protejate cu ziduri rezistente la incendiu, iar unele motoare ale ventilatoarelor sînt de construcţie antiexplozivă.

Vehicularea aerului încărcat cu nocivităţi corosive a necesitat canale şi ventilatoare protejate special.

CORPUL FILM—FOTO

Ca şi corpul studiouri, această „fabrică de filme", prin exigenţele condiţiilor tehnologice şi necesităţile de asigurare a condiţiilor de lucru, este aproape în întregime climatizată sau ventilată mecanic cu ajutorul a trei grupuri de condiţionare a aerului şi cinci grupuri de ventilaţie:

— Un grup de condiţionare alimentează laboratoarele de prelucrare a peliculei alb-negru şi color, împreună cu secţiile de copiaj, etalonaj, montaj etc., care prezintă sarcini diferite în fiecare încăpere.

— Un al doilea grup alimentează spaţiile zonei de prelucrare a sunetului sincron magnetic, care cuprind cabine de proiecţie, săli de proiecţie, mixaj, regii de proiecție și post-sincron etc., care, pe lîngă condițiile diversificate de sarcină termică, pretind și exigențe deosebite din punct de vedere acustic.

— Stațiile de condiționare sînt de tip central multizonal (fig. 5) și mențin în încăperi o temperatură bulb uscat de 22—24° și o umiditate relativă de 50—55%.

— În depozitele de peliculă virgină, condițiile excepționale de temperatură (13°C) au dus la aplicarea soluției cu un grup de refrigerare propriu, avînd evaporatorul montat la plafonul depozitului. S-au luat măsuri speciale de izolare termică a încăperii, întocmai ca la depozitele frigorifice.

S-a asigurat totodată posibilitatea unei ventilări dintr-un grup apropiat, dar nu în mod permanent, ci numai cînd se consideră oportun, prin manevre manuale de deschidere sau închidere a unor dispozitive de obturare pe canalele de aducție și evacuare a aerului, pentru a evita creșterea umidității și condensării excesive pe suprafața exterioară a evaporatorului.

— Pentru încăperile mașinilor de developare, preparări soluții, avînd ca anexă și un mic laborator de chimie, s-a proiectat un sistem de ventilație mecanică, funcționînd numai cu aer din exterior, fără recirculație, datorită mirosurilor puternice degajate de soluțiile folosite în procesul tehnologic.

Deoarece în aceste spații umiditatea aerului nu constituie o condiție de temă, iar prin procesul tehnologic ea este destul de ridicată, dar că, în schimb, depășirea unei temperaturi bulb uscat de 26—27° poate prejudicia calității soluțiilor, sistemul a fost dotat cu posibilitatea unei răciri adiabatice a aerului, precum și cu posibilitatea montării ulterioare a unei baterii de răcire, dacă în exploatare aceasta se va justifica necesară. În acest caz, instalația va cuprinde toate elementele unui sistem de climatizare.

— Instalații de ventilație mecanică s-au mai prevăzut pentru magazia de substanțe chimice, electroliză-fixaj, spălarea filmelor, grupurile sanitare etc.

— Și în acest corp s-au luat măsuri speciale de protecție contra propagării incendiilor și a corodării unor canale care vehiculează substanțe agresive.

PROBLEME ACUSTICE*

Un mare număr de încăperi, în funcție de destinație și echipament, admit doar un anumit nivel de zgomot perturbator pentru buna desfășurare a procesului tehnologic.

Condițiile de temă deosebit de riguroase au stabilit, pe baza curbelor criteriale internaționale în scara C, următoarele valori pentru zgomotul de fond maxim admisibil: în încăperi cu microfoane curba NC 20 (studiouri, crainici), iar în celelalte încăperi tehnice curba NC 25.

Instalațiile de condiționare constituie, pe de o parte, surse de producere a zgomotelor datorită funcționării ventilatoarelor, iar pe de altă parte, căi de transmisie atît a zgomotelor proprii, cît și a celor dintr-o încăpere în cealaltă, prin canalele de aer.

La proiectarea instalațiilor de condiționare s-a urmărit:

— analiza calitativă — în toate benzile de frecvență — a zgomotelor produse de diferitele elemente ale instalațiilor în timpul funcționării;

— atenuarea calitativă a zgomotelor, atît printr-o proiectare rațională a instalației, cît și prin prevederea unor atenuatori speciali, astfel încît nivelul presiunii sonore în zonele de lucru să fie sub valorile curbelor NC stabilite prin temă;

— împiedicarea transmiterii zgomotelor de altă proveniență prin intermediul elementelor sistemelor de condiționare.

Obținerea unor rezultate eficiente a necesitat o gamă variată de măsuri, observate atît la proiectare, cît și la execuția lucrărilor.

Printre criteriile de alegere a ventilatoarelor a fost și acela al comparării diferitelor curbe analitice ale puterilor sonore. Analiza a dus la alegerea unor ventilatoare de tip axial, care, în comparație cu cele centrifugale, prezintă niveluri de putere acustică mai reduse în frecvențele joase și foarte joase, a căror atenuare este deosebit de dificilă și costisitoare.

S-au calculat atenuările naturale ale sistemelor de distribuire și evacuare a aerului, iar pentru diferențele rămase neacoperite față de curbele NC admise s-au prevăzut:

— atenuatori cilindrici pentru frecvențele medii și înalte;

— camere de atenuare tratate acustic pentru frecvențele joase și foarte joase;

— tratamente acustice interioare pe porțiuni de canale, în special în zona terminalelor.

Pentru împiedicarea transmiterii zgomotelor între încăperi racordate la un același sistem de condiționare, s-au prelungit traseele între terminalele respective, iar în cazul că atenuările naturale nu au fost suficiente sau au rezultat neeconomice, s-au prevăzut tratamente acustice suplimentare.

Canalele de aer au fost izolate exterior cu vată minerală (chiar unde izolarea termică nu era necesară) pentru a opri transmiterea zgomotelor din canale în spațiile înconjurătoare și invers.

S-a avut în vedere închiderea îngrijită a spațiilor din jurul canalelor la trecerea prin planșee și pereți; s-a eliminat contactul direct al elementelor instalaţiilor cu structura : amortizoare de vibraţii la ventilatoare, pompe şi alte elemente în mişcare, perne sau fîşii de pîslă introduse la susţineri, brăţări, reazeme, treceri prin goluri. De asemenea, elementele cu vibraţii proprii s-au racordat cu burdufuri elastice la canalele de distribuţie.

---

* Alte date tehnice în legătură cu problemele acustice se găsesc în „Revista construcțiilor și a materialelor de construcții" nr. 10–11/1967 – Ing. R. Iliescu: „Amortizarea zgomotelor la instalațiile de condiționare a aerului la Centrul de Televiziune București".

★

Proiectarea şi urmărirea execuţiei instalaţiilor termice şi de climatizare la Centrul de Televiziune Bucureşti au constituit o bogată experienţă inginerească pentru întregul nostru colectiv. Darea în exploatare provizorie şi pe etape a anumitor funcţiuni a solicitat şi unele adaptări ale proiectului pe parcurs, care au putut fi rezolvate în mod satisfăcător.

Stadiul lucrării permite începerea, încă în cursul anului 1970, a operaţiilor de reglaje şi probe de funcţionare ale sistemelor mecanice şi de automatizare, pentru obţinerea parametrilor din proiect. La aceste operaţii vor colabora atît proiectanţii, cît şi cadrele specializate ale constructorului şi exploatării.

Două accidente identice

Două săli de gimnastică, de pe lîngă două licee, în două oraşe diferite, s-au prăbuşit în timpul vacanţei de iarnă, într-un interval de 12 ore, la 12 mile distanţă una de alta. Proiectate de acelaşi arhitect şi executate de acelaşi constructor în anul 1967, au costat cîte 300 000 dolari fiecare. Nu au fost victime. Ambele au fost construcţii de formă exagonală, cu cadre metalice şi pereţi de cărămidă. Acoperişul rezema pe ferme metalice înclinate care se sprijineau la un capăt pe 6 stîlpi perimetrali metalici din pereţii exteriori, fiind prinse la celălalt capăt de un inel central supus la compresiune în partea de sus şi la întindere la partea inferioară. Fermele susţineau de asemenea un luminator acoperit cu o membrană de plastic. Ambele construcţii au cedat în acelaşi punct. Patru din cele 6 puncte de legătură între inelul central şi fermele respective au cedat. Legătura era alcătuită din plăci de oţel bulonate. Ruperea prin cedare la tracţiune s-a produs în plăci, nu în buloane. Prăbuşirea fermelor a antrenat pereţii.

Deşi executate de aceeaşi firmă, la cele două construcţii au lucrat echipe diferite, cu utilaje diferite, conduse de şefi de şantier diferiţi, care nu puteau comite aceleaşi greşeli de execuţie.

Ambele erau încărcate cu un strat de circa 7,50 cm zăpadă umedă, fără să se poată afirma că acest fapt justifică prăbuşirea. Cercetările pentru stabilirea cauzelor acestor accidente sînt încredinţate unor firme specializate în studiul ruperilor accidentale ale construcţiilor.

Engineering News Record, 8 ian. 1970

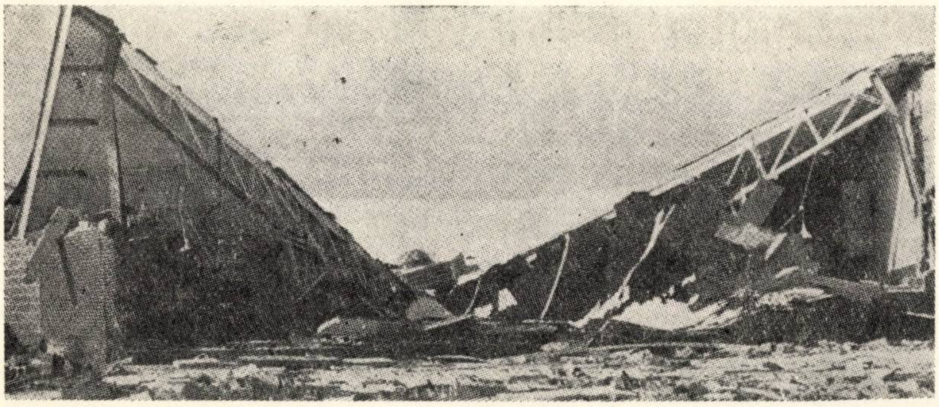


Fig. 1

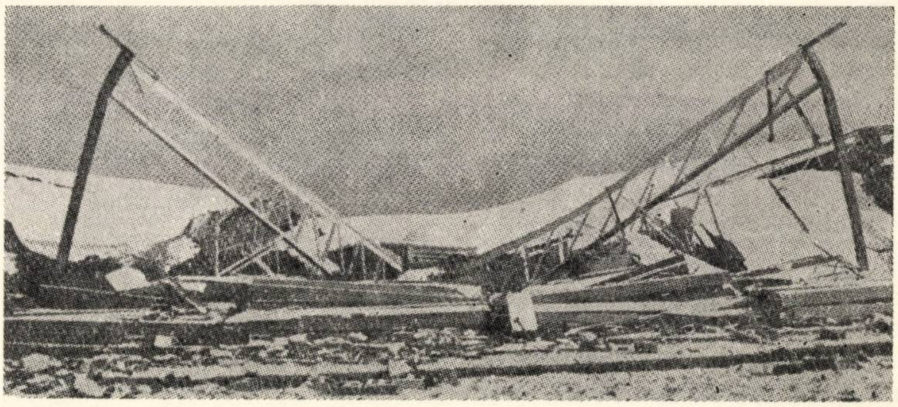


Fig. 2

Note

CONSIDERAREA ROTIRII FUNDAŢIILOR LA CALCULUL PRIN DISTORSIUNI AL CADRELOR ETAJATE

Ing. Einar Keintzel

În [1], [3], [4] se arată că influenţa rotirii fundaţiilor stîlpilor unui cadru se poate considera în calcul, înlocuind încastrarea perfectă la nodul 1 al stîlpului din figura 1a prin rezemarea din figura 1b, bara fictivă 1 — 1′ avînd rigiditatea practică

$$i_f = \frac{K_\theta\ J}{4\,E} \tag{1}$$

unde $K_\theta\ J$ reprezintă rigiditatea la rotire a fundaţiei, iar E modulul de elasticitate al stîlpului 1—2.

În cele ce urmează se va arăta modul de considerare a rezemării din figura 1 a în calculul prin distorsiuni al cadrelor etajate.

Se consideră că stîlpul 1—2 din figura 1 b face parte dintr-un cadru înlocuitor ce se calculează prin distorsiuni, i_s şi i_f reprezentînd sumele rigidităţilor practice respective, corespunzînd tuturor stîlpilor primului nivel. Se presupune deocamdată că raportul i_s/i_f este acelaşi pentru toţi stîlpii nivelului. Notînd cu ρ_{21} rigiditatea practică la rotirea nodului 2, cu $\overline{\rho}_{12}$, $\overline{\rho}_{21}$ rigidităţile practice la rotirea stîlpului, toate rigidităţile practice fiind definite ca în [2] p. 500, cu μ_{21} coeficientul de transmitere al momentelor de la nodul 2 la nodul 1 în metoda Cross şi cu Q forţa tăietoare de nivel, momentele iniţiale ce se introduc în calculul prin distorsiuni au, după [2] p. 652, expresiile

$$\overline{M}_{21} = Q\,h\,\frac{\overline{\rho}_{21}}{\overline{\rho}_{12} + \overline{\rho}_{21}}\,, \tag{2}$$

$$\overline{M}_{12} = Q\,h\,\frac{\overline{\rho}_{12}}{\overline{\rho}_{12} + \overline{\rho}_{21}}\,, \tag{3}$$

iar la echilibrarea nodurilor momentul neechilibrat în 2 se repartizează, după [2] p. 661, în ipoteza că barele au secţiune constantă, la riglă proporţional cu $6i_r$, iar la cele două capete ale stîlpului 1—2 proporţional cu valorile

$$C_{21} i_s = 4\left(\rho_{21} - \frac{\overline{\rho}_{21}}{1 + \overline{\rho}_{12}/\overline{\rho}_{21}}\right) \tag{4}$$

$$C_{12} i_s = 4\left(\rho_{21}\ \ \mu_{21} - \frac{\overline{\rho}_{12}}{1 + \overline{\rho}_{12}/\overline{\rho}_{21}}\right), \tag{5}$$

coeficientul de transmitere al momentelor din distorsiuni de la nodul 2 la nodul 1 fiind

$$t_{21} = \frac{C_{12}}{C_{21}}\,. \tag{6}$$

Pentru a determina rigiditatea ρ_{21} şi coeficientul de transmitere μ_{21}, corespunzînd stîlpului 1—2 din figura 1 b, se imprimă nodului 2 o rotire unitară.

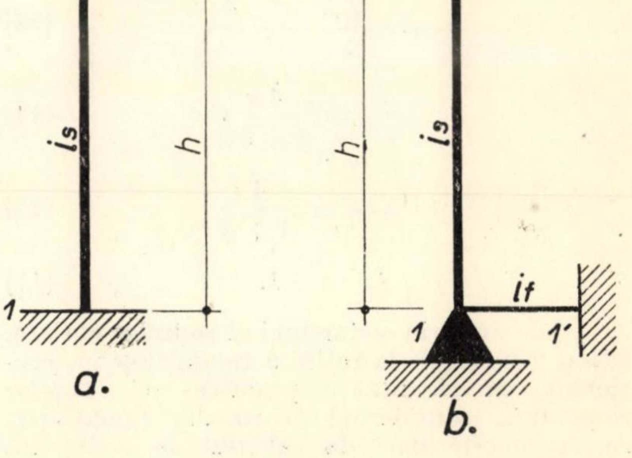


Fig. 1

Notînd

$$r = \frac{i_f}{i_s + i_f}, \tag{7}$$

această rotire produce momentele

$$\begin{array}{l} M_{21} = 4Ei_s - Ei_s(1 - r) = Ei_s(3 + r) \\ \qquad\ \downarrow \qquad\qquad\quad \uparrow \\ M_{12} = 2Ei_s - 2Ei_s(1 - r) = Ei_s 2r, \end{array}$$

de unde rezultă

$$\rho_{21} = \frac{M_{21}}{4\,E} = \frac{3 + r}{4} i_s \tag{8}$$

$$\mu_{21} = \frac{M_{12}}{M_{21}} = \frac{2\,r}{3 + r}\cdot \tag{9}$$

Comparînd expresiile (8), (9) cu expresiile corespunzătoare din [2] p. 501, rezultă că între raportul r şi gradul de încastrare η, folosit în [2], există relaţiile

$$\eta = \frac{4\,r}{3 + r}, \qquad r = \frac{3\,\eta}{4 - \eta}\cdot$$

Pentru a determina rigidităţile $\overline{\rho}_{21}$, $\overline{\rho}_{12}$ corespunzînd stîlpului 1—2 din figura 1 b, se imprimă stîlpului 1—2 o rotire unitară. Rezultă

$$\begin{array}{l} \overline{M}_{21} = 6\,E\,i_s - 3\,E\,i_s(1 - r) = E\,i_s\cdot 3(1 + r) \\ \qquad\qquad\qquad\quad \uparrow \\ \overline{M}_{12} = 6\,E\,i_s - 6\,E\,i_s\,(1 - r) = E\,i_s\,6\,r, \end{array}$$

deci:

$$\overline{\rho}_{21} = \frac{\overline{M}_{21}}{4E} = \frac{3\,(1 + r)}{4} i_s \tag{10}$$

$$\overline{\rho}_{12} = \frac{\overline{M}_{12}}{4E} = \frac{3}{2} r\,i_s. \tag{11}$$

Introducînd expresiile (8), (9), (10), (11) în relaţiile (2), (3), (4), (5), (6), se obţine

$$\overline{M}_{21} = \frac{Q\,h}{2}\ \frac{2\,(1 + r)}{1 + 3\,r} \tag{12}$$

$$\overline{M}_{12} = \frac{Q\,h}{2}\ \frac{4\,r}{1 + 3\,r} \tag{13}$$

$$C_{21} = \frac{4\,r}{1 + 3\,r} \tag{14}$$

$$C_{12} = -\frac{4\,r}{1 + 3\,r} \tag{15}$$

$$t_{21} = -1. \tag{16}$$

Calculul prin distorsiuni al cadrelor etajate, avînd rigidităţile la rotire a fundaţiilor proporţionale cu rigidităţile practice ale stîlpilor respectivi, considerînd şi rotirea fundaţiilor, se deosebeşte deci de calculul ce neglijează această rotire numai prin expresiile momentelor iniţiale pe stîlpul primului nivel şi prin faptul că rigiditatea practică a stîlpului primului nivel se înmulţeşte cu

$$\frac{4\,r}{1 + 3\,r}.$$

Pentru cazul particular al rigidităţii la rotire a fundaţiilor infinite ($r = 1$) se obţin din relaţiile (12), (13), (14), (15) valorile cunoscute

$$\overline{M}_{21} = \overline{M}_{12} = \frac{Q\,h}{2}$$

$$C_{21} = -\,C_{12} = 1,$$

iar pentru cazul rigidităţii la rotire a fundaţiilor nule ($r = 0$) se obţine

$$\overline{M}_{21} = Q\,h,\ \ \overline{M}_{12} = 0,$$

$$C_{21} = C_{12} = 0.$$

Trecînd la cazul general, în care rigidităţile la rotire a fundaţiilor nu sînt proporţionale cu rigidităţile practice ale stîlpilor, adică în care raportul r diferă de la stîlp la stîlp, valorile r_k, ρ_{21}^k, μ_{21}^k, $\overline{\rho}_{21}^k$, $\overline{\rho}_{12}^k$ se vor calcula pentru fiecare stîlp k în parte, aplicînd relaţiile (7), (8), (9), (10), (11) iar valorile $\overline{M}_{21}^k$, $\overline{M}_{12}^k$, $C_{21}^k\ i_s^k$, $C_{12}^k\ i_s^k$ ale stîlpului k se vor calcula prin relaţiile

$$\overline{M}_{21}^k = Q\,h\,\frac{\overline{\rho}_{21}^k}{\Sigma\,(\overline{\rho}_{12} + \rho_{21})} \tag{17}$$

$$\overline{M}_{12}^k = Q\,h\,\frac{\overline{\rho}_{12}^k}{\Sigma\,(\overline{\rho}_{12} + \overline{\rho}_{21})} \tag{18}$$

$$C_{21}^k\,i_s^k = 4\left[\rho_{21}^k - \overline{\rho}_{21}^k\,\frac{\Sigma\,\overline{\rho}_{21}}{\Sigma\,(\overline{\rho}_{21} + \overline{\rho}_{12})}\right], \tag{19}$$

$$C_{12}^k\,i_s^k = 4\left[\rho_{21}^k\ \mu_{21}^k - \overline{\rho}_{12}^k\,\frac{\Sigma\,\overline{\rho}_{21}}{\Sigma\,(\overline{\rho}_{21} + \overline{\rho}_{12})}\right], \tag{20}$$

care înlocuiesc relaţiile (2), (3), (4), (5), sumele fiind extinse la toţi stîlpii primului nivel ([2] p. 652, 662).

Dacă şi în acest caz general calculul se conduce prin procedeul Csonka pe un cadru înlocuitor, redus la un singur stîlp şi cîte un capăt de riglă în dreptul fiecărui nivel, după terminarea calculului iterativ se vor suma pe stîlpul primului nivel numai momentele din distorsiuni (deci nu se vor include în sume momentele iniţiale), iar aceste momente din distorsiuni se vor repartiza la stîlpi în raportul valorilor $C_{21}^k\ i_s^k$ şi se vor aduna la momentele iniţiale $\overline{M}_{21}^k$, $\overline{M}_{12}^k$.

Bibliografie

]1] Agent R.: *Metoda aproximaţiilor succesive*, Bucureşti, 1955

[2] Gheorghiu A.: *Statica construcţiilor*, vol. II, Bucureşti, 1965

[3] Hangan M.: *Construcţii din beton armat*, Bucureşti, 1963

[4] Magyar A.: *Rahmenberechnung mit elastischgelagerten Fundamenten*, Die Bautechnik, 12, 1959

ÎNTĂRIREA MORTARELOR CU ŞI FĂRĂ ADITIVI ÎN CONDIŢII DE TEMPERATURI SCĂZUTE

Ing. S. Andrieş, ing. A. Stănescu
INCERC

I. GENERALITĂŢI

În vederea îmbunătăţirii caracteristicilor betoanelor şi mortarelor folosite în lucrări de construcţii ce se execută în condiţii de temperaturi scăzute, în străinătate se utilizează pe scară largă aditivi plastifianţi sau antigel.

Se ştie că, după felul lor de acţiune, aditivii plastifianţi se împart în mai multe grupe:

a) Plastifianţi antrenatori de aer de tipul săpunurilor, care antrenează şi distribuie uniform în masa betoanelor şi mortarelor bule mici de aer. Aerul oclus măreşte mobilitatea amestecului proaspăt şi modifică favorabil structura betonului sau mortarului întărit, în special comportarea la îngheţ-dezgheţ, cu condiţia ca procentul şi diametrul bulelor de aer antrenat să nu fie prea mari; în caz contrar se reduce mult compactitatea betonului, fapt care atrage o serie de dezavantaje şi în special reducerea rezistenţelor mecanice.

b) Plastifianţi dispersanţi, care sînt substanţe macromoleculare, a căror macromoleculă conţine mai multe grupări cu polarităţi diferite, deci cu caracter hidrofil variabil.

Aditivii plastifianţi dispersanţi au acţiune directă de plastifiere asupra amestecurilor proaspete, deoarece, adsorbindu-se pe suprafaţa granulelor de ciment, împiedică aglomerarea lor şi le măreşte tendinţa de umectare.

c) Plastifianţii cu caracter mixt sînt produse rezultate din asocierea unui antrenator de aer cu un plastifiant şi au calităţi deosebite de a îmbunătăţi caracteristicile fizico-mecanice ale betoanelor şi mortarelor întărite, eliminînd totodată dezavantajele înregistrate în cazul utilizării separate a fiecărui tip de aditiv.

Produsele antigel sînt adaosuri care ameliorează comportarea betoanelor sau mortarelor puse în lucrare în condiţii de timp friguros. Din această grupă de produse face parte clorura de calciu, care, introdusă în compoziţia mortarelor, are următoarele efecte:

— coboară temperatura de îngheţ a apei;

— produce o hidratare rapidă şi completă a silicatului tricalcic, formînd cu $Ca(OH)_2$, degajat în timpul hidrolizei, oxiclorura de calciu ($3\ CaO.\ CaCl_2.\ 15\ H_2O$).

II. CERCETĂRI DE LABORATOR ŞI EXPERIMENTĂRI

Articolul de faţă prezintă rezultatele cercetărilor de laborator efectuate în cadrul INCERC, precum şi ale experimentărilor pe şantiere, efectuate de INCERC în colaborare cu TCM-Tg. Mureş şi CPMB-DGCM, în scopul stabilirii influenţei aditivilor fabricaţi în ţară asupra comportării mortarelor preparate, aplicate şi întărite în condiţii de temperaturi scăzute.

1. Materialele utilizate şi modul de preparare a mortarelor

La prepararea mortarelor studiate în laborator sau pe şantiere s-au utilizat următoarele materiale:

— ciment PZ 400;

— nisip de carieră sort 0 — 3 mm conf. STAS 1667-62;

— var pastă cu consistenţa de cca 12 cm la conul etalon;

— aditivi, ale căror caracterstici sînt indicate în tabela 1.

Tabela 1

Denumirea	Fabrica producătoare	Tip aditiv	Stare fizică	Culoare	Concentraţie substanţă activă (%)	Utilizat în stare de soluţie	
						concentraţie (%)	densitate la 20°C
Disan	Hîrtie şi celuloză Zărneşti	plastifiant mixt	solidă praf	brun	min. 92	20	1,074
Deroplast	Dero Ploieşti	antrenator de aer	lichid	brun închis	max. 60 min. 50	10	1,020
Resso	Industria locală Miercurea Ciuc	antrenator de aer	solidă bulgări	neagră cafenie	—	20	1,103
Clorura de calciu Tip T	—	antigel	solidă	alb gălbui	min. 92	20	1,176

Prepararea mortarelor s-a făcut, conform prevederilor ,,Normativului pentru prepararea şi folosirea mortarelor de zidărie şi tencuială" C. 17-62, în malaxoare sau betoniere, în funcţie de condiţiile existente pe şantier.

Ţinînd seamă de temperatura scăzută a mediului exterior, la preparare s-a utilizat apă încălzită în prealabil la + 60°C (şantierul Rahova-Bucureşti) sau la + 35°C şi nisipul la + 15 ... + 22°C (şantierul Cornişa-Tg. Mureş).

Temperatura mortarului imediat după preparare a atins :

+ 5... + 12°C în cazul preparării în condiţii de temperatură exterioară de — 8 pînă la — 12°C ;

+ 14... + 17° în cazul preparării în condiţii de temperatură de cca — 4°C.

Aditivii a fost introduşi în mortare sub formă de soluţii de anumite concentraţii (tabela 1), în cantităţi care să corespundă procentului de aditiv calculat în substanţă activă faţă de greutatea cimentului din amestec, şi anume :

— 0,5% pentru Disan
— 0,02 — 0,04% pentru Deroplast
— 0,1% pentru Resso
— 2% pentru $CaCl_2$.

2. Compoziţiile şi caracteristicile fizice ale mortarelor cu şi fără aditivi în stare proaspătă

În cursul cercetărilor au fost studiate mortarele cu compoziţiile cele mai curent utilizate pe şantiere, respectiv mortare de tencuială de marcă 25 şi 50 şi mortare de zidărie de marcă 25.

La stabilirea compoziţiilor mortarelor cu aditivi s-a ţinut seamă de procentul de aer antrenat, de caracterul de plastifiant al unora dintre aditivi, care permit reducerea cantităţii de var din compoziţie, precum şi de rezistenţele mecanice obţinute pe amestecurile preliminare.

Prin introducerea aditivilor plastifianţi în mortare se modifică sensibil caracteristicile fizice ale acestora, şi anume :

— pentru aceeaşi consistenţă a mortarului, raportul a/c se micşorează cu 10 — 15% faţă de necesarul de apă al mortarului fără aditiv ; reducerea acestui raport este direct proporţională cu majorarea procentului de aditiv introdus;

— procentul de aer oclus creşte de la 2—3%, procent obţinut în cazul mortarelor fără aditiv sau cu $CaCl_2$, la 9 şi 14%, în funcţie de procentul de aditiv conţinut în mortar ; reducerea cantităţii de var favorizează procesul de antrenare a aerului ;

— densitatea aparentă se reduce cu 5 — 10% ;

— lucrabilitatea mortarelor, apreciată prin uşurinţa punerii în lucrare, este sensibil ameliorată de prezenţa aditivilor antrenatori de aer, care are ca efect şi prelungirea în timp a lucrabilităţii, pînă la circa trei ore de la prepararea mortarelor ;

— dozajul de ciment se reduce cu 5 — 10% ;

— eficienţa aditivilor, în ceea ce priveşte îmbunătăţirea caracteristicilor fizice ale mortarelor în stare proaspătă, este importantă în special în cazul mortarelor de marcă 25, cu dozaj mai redus de ciment.

3. Caracteristicile mecanice ale mortarelor cu şi fără aditivi întărite în condiţii de temperaturi scăzute variabile

3.1. Condiţiile de aplicare şi întărire a mortarelor

În scopul stabilirii influenţei temperaturilor scăzute asupra caracteristicilor mecanice ale mortarelor au fost experimentate următoarele regimuri de întărire :

a) În faza cercetărilor de laborator — pentru cele trei tipuri de mortare considerate (M 25 T, M 25 Z, M 50 T) :

— regim standard : 1 zi tipar + 6 zile nisip umed + n zile aer condiţionat cu $T = +20°C$;

— mediu exterior — cu temperaturi de + 5 pînă la — 5°C în perioada de întărire iniţială ; prepararea mortarelor şi punerea lor în lucrare s-au făcut la temperaturi de 0... — 5°C.

b) În faza experimentării pe şantiere a mortarelor de tencuială de marcă 25 şi 50 :

— mediu exterior cu temperaturi cuprinse între — 4... — 10°C în primele 7 zile de întărire a mortarelor ; prepararea şi punerea în lucrare a mortarelor s-au făcut la — 8°C (şantier Rahova-Bucureşti) ;

— mediu exterior cu temperaturi cuprinse între + 4... — 20°C în primele 7 zile de întărire a mortarelor ; prepararea şi punerea în lucrare a mortarelor s-au făcut la temperaturi de — 5 pînă la — 10°C (şantierul Cornişa-Tg. Mureş).

Condiţiile de aplicare şi întărire a mortarelor în acest ultim regim au fost cele mai severe, deoarece alternanţele de temperaturi pozitive şi negative au un efect distructiv mult mai puternic în comparaţie cu un regim permanent de temperatură negativă.

3.2. Adeziunea mortarelor la suportul de cărămidă sau beton greu

În cazul mortarelor de tencuială s-a urmărit stabilirea valorii adeziunii la smulgere pe suport de cărămidă şi beton greu. Pentru mortarele de zidărie s-au efectuat determinări în scopul stabilirii adeziunii la forfecare pe suport de cărămidă.

Examinarea figurilor 1, 2, 3 duce la următoarele observaţii cu privire la adeziunea la cărămidă a *mortarelor de tencuială de marcă 25 cu şi fără aditivi* :

— viteza de creştere a adeziunii mortarelor aplicate la temperaturi de 0... — 5°C şi întărite la temperaturi scăzute cuprinse între + 5 şi —5°C este mai redusă decît cea realizată în cazul întăririi în condiţii standard, dar reprezintă o dreaptă ascendentă continuă pînă la 360 de zile. În intervalul de timp dintre 28 şi 360 de zile, adeziunea mortarelor fără adaos se majorează cu cca 20 %, în timp de adeziunea mortarelor cu aditivi creşte cu procente cuprinse între 40 — 60 %. Valorile maxime s-au obţinut în cazul utilizării aditivilor Resso şi Deroplast (fig. 1);

— mortarele cu Deroplast în compoziţie, aplicate la temperaturi cuprinse între —5 pînă la —10°C, au avut comportare diferită în funcţie de regimul de întărire al mediului exterior (fig. 2). În cazul mortarelor întărite la temperaturi *de — 4... — 10°C (şantierul Rahova-Bucureşti)*, adeziunea a prezentat valori de două ori mai mari decît ale mortarelor fără adaos.

În cazul mortarelor întărite la temperaturi cuprinse între + *4... — 20°C (şantierul Cornişa Tg. Mureş)* s-a înregistrat o adeziune slabă, cu valori satisfăcătoare numai pentru cazul aplicării mortarului la 3 ore de la prepararea sa. Această adeziune slabă a mortarelor se datoreşte probabil efectului puternic distructiv al alternanţei de temperaturi pozitive şi negative asupra structurii mortarelor. Cele mai bune rezultate obţinute în acest regim de întărire, în cazul aplicării mortarelor la 3 ore de la prepararea lor, pot fi datorate pierderii unei cantităţi de apă liberă din mortar, în acest interval de timp.

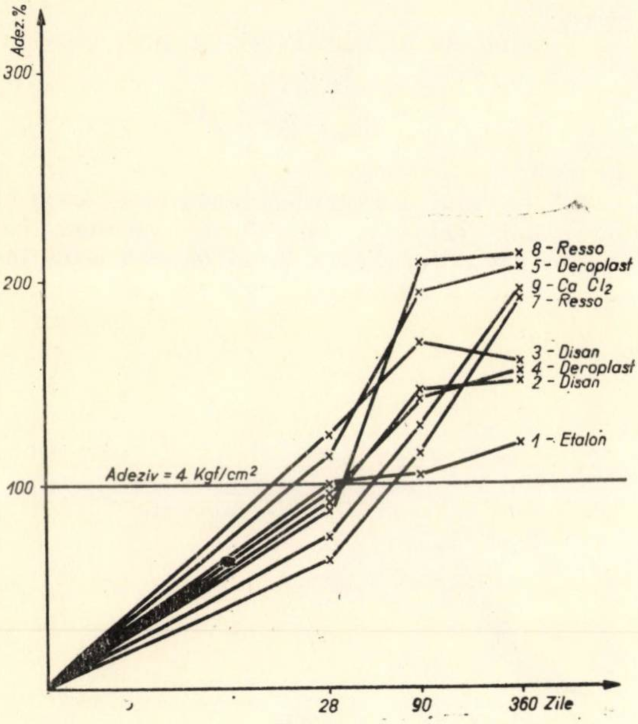


Fig. 1

În ceea ce priveşte influenţa intervalului de punere în lucrare, s-a constatat că la vîrsta de un an, cele mai bune valori pentru adeziune s-au obţinut în cazul mortarelor aplicate la 2 — 3 ore de la preparare (fig. 2 şi 3).

b) Cu privire la *mortarele de tencuială de marcă 50*, cu şi fără aditiv, în figura 4 este prezentată evoluţia în timp a adeziunii acestor mortare aplicate pe suport de cărămidă.

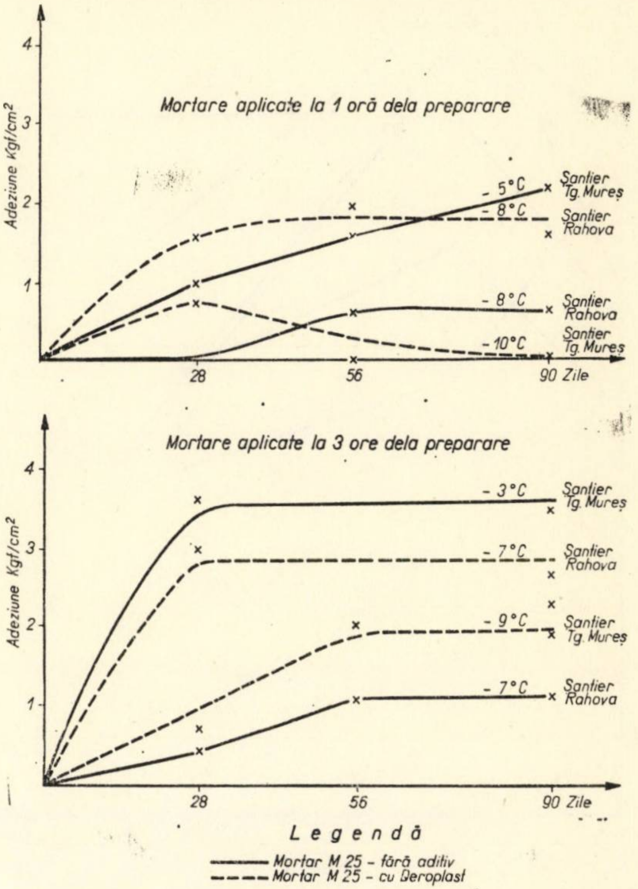


Fig. 2

În cazul mortarelor aplicate la temperaturi cuprinse între 0... —5°C şi întărite la temperaturi cuprinse între + 5... — 5°C, adeziunea creşte, cu viteză destul de mare, în intervalul 1 — 28 de zile şi mai lent după acest interval; mortarul fără aditiv prezintă o adeziune foarte bună la 90 de zile (cca 10 kgf/cm²), superioară celei a mortarelor cu aditivi.

Efectul de ameliorare al aditivilor antrenatori de aer asupra adeziunii nu se manifestă în cazul mortarelor de marcă 50.

c) Evoluţia adeziunii la forfecare a *mortarelor de zidărie de marcă 25 cu şi fără aditivi* este indicată în figura 5.

Indiferent de compoziţia mortarelor, adeziunea prezintă valori ridicate cuprinse între 3,6 şi 6,8 kgf/cm², pentru regimul de întărire + 5 pînă la — 5° (aplicare la 0° ... —5°C). Valorile maxime au fost atinse de mortarele cu $CaCl_2$, Deroplast şi Resso.

d) Încercările efectuate în vederea stabilirii adeziunii mortarelor de tencuială de marcă 50 cu şi fără aditivi aplicate pe beton greu, la temperaturi scăzute cuprinse între — 2 pînă la —10°C au dus la rezultate necorespunzătoare, obţinîndu-se valori scăzute pentru adeziunea la smulgere.

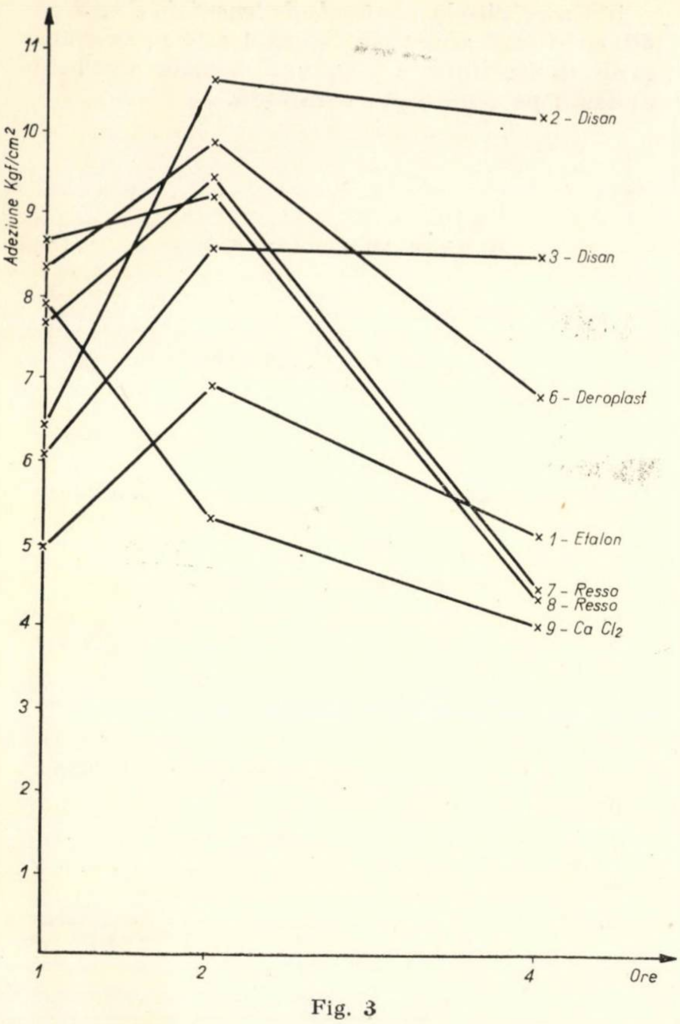


Fig. 3

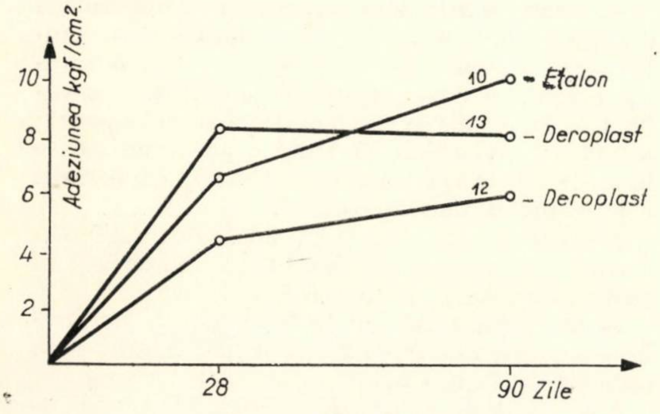


Fig. 4

3.3. Rezistența la gelivitate

Pentru determinarea rezistenței la gelivitate, mortarele studiate au fost supuse unui număr de 30 de cicluri de îngheț-dezgheț. S-a adoptat un număr de cicluri superior celui prescris în normativul în vigoare (10 cicluri pentru mortare de tencuială aplicate pe pereți fără profil și 25 pentru cele puternic expuse), ținînd seamă de rezistența superioară la gelivitate a mortarelor cu aditivi.

Din examinarea tabelei 2 se constată următoarele :

— în cazul mortarelor de tencuială de marcă 25, aditivii Disan și Deroplast 0,04 % îmbunătățesc rezistența acestora la gelivitate, în special în cazul compozițiilor cu cantitate redusă de var : mortarele fără aditiv sau cu $CaCl_2$ se degradează după 17 cicluri de îngheț-dezgheț ;

— în cazul mortarelor de marcă 50, comportarea optimă la îngheț-dezgheț o prezintă compozițiile cu Deroplast 0,04 % și Resso ; mortarele fără aditiv, deși au indicat scăderi de rezistență după aceste cicluri, prezintă în final rezistențele mecanice cele mai ridicate ca valoare absolută.

Se poate afirma, deci, că în cazul mortarelor de tencuială de marcă 25 puternic solicitate la gelivitate, adaosul de antrenator de aer în procentele specificate mai sus, combinat cu reducerea cantității de var din compoziție, se recomandă ca foarte eficient.

3.4. Rezistențele mecanice

Rezultatele încercărilor efectuate în scopul stabilirii evoluției rezistențelor mecanice ale diferitelor tipuri de mortare preparate, aplicate și întărite la temperaturi scăzute variabile pot fi urmărite în diagramele din figurile 6—13, care reprezintă :

— variația procentuală a rezistențelor obținute la diferite termene, față de marca prescrisă ;

— gradul de întărire exprimat prin relația :

$$\gamma\% = \frac{R\,(\mathrm{T^{\circ}C})}{R_{28}\,(\mathrm{STAS})} \cdot 100$$

în care :

$R(\mathrm{T^{\circ}C})$ este rezistența mortarelor întărite în mediu exterior, la diferite termene, iar $R_{22}(\mathrm{STAS})$ — rezistența la 28 de zile a mortarului de referință (fără aditiv) întărit în condiții standard.

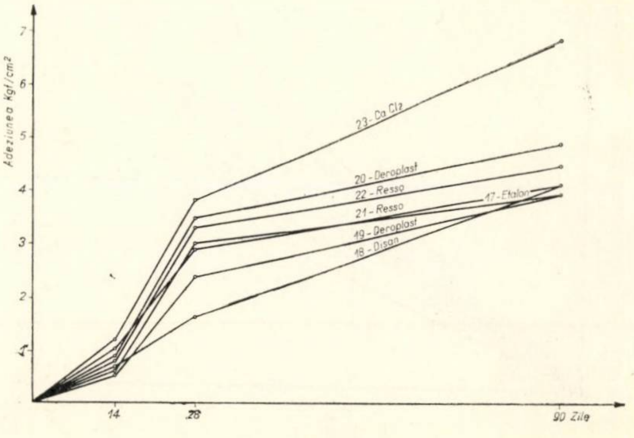


Fig. 5

a) Evoluția rezistențelor mecanice ale *mortarelor de tencuială de marcă 25* este reprezentată

Tabela 2

Mortare de tencuială
Rezistența la gelivitate (30 de cicluri)

Marca mortar	Compoziția mortarelor C : V : N	Tip aditiv	% aditiv	Rezistența la întindere din încovoiere		Rezistența la compresiune		Pierderi în %	
				Martor	30 cicluri îngheț-dezgheț	Martor	30 cicluri îngheț-dezgheț	Rezistența la întindere	Rezistența la compresiune
M 25	1 : 1 : 7,8	—	—	—	*)	—	*)	—	—
	1 : 1 : 7,8 1 : 0,5 : 7,8	Disan	0,5 0,5	31,1 31,0	27,9 30,1	99,1 106	103,1 108,5	−10 − 4	+ 4 + 2
	1 : 1 : 7,8 1 : 1 : 7,8 1 : 0,5 : 7,8 1 : 0,5 : 7,8	Deroplast	0,04 0,02 0,04 0,02	29,7 — 35,0 —	23,6 **) 35,0 **)	89,8 — 91 —	80,5 **) 96 **)	−22 — 0 —	−11 — + 5 —
	1 : 1 : 7,8 1 : 0,5 : 7,8	Resso	0,1 0,1	28,8 29,8	23,8 29,8	85,6 96,2	79,3 83,7	−18 0	− 8 −13
	1 : 1 : 7,8	$CaCl_2$	2	—	*)	—	*)	—	—
M 50	1 : 0.3 : 4,8	—	—	52	53	196	178	+ 1	−10
	1 : 0,3 : 4,8	Disan	0,5	43	45,5	176	163	+ 5	− 8
	1 : 0,3 : 4,8 1 : 0,15 : 4,8	Deroplast	0,04 0,02	45 39	45 44,5	142 150	160 122	0 +12	+12 −19
	1 : 0,3 : 4,8 1 : 0,15 : 4,8	Resso	0,1 0,1	33 38	37,5 39,6	100 94	108 116	+12 + 4	+ 8 + 23
	1 ; 0,3 : 4,8	$CaCl_2$	2	40,4	26,7	175	146	−36	−17

*) Degradate la 17 cicluri de îngheț-dezgheț. **) Degradate la 28 cicluri de îngheț-dezgheț.

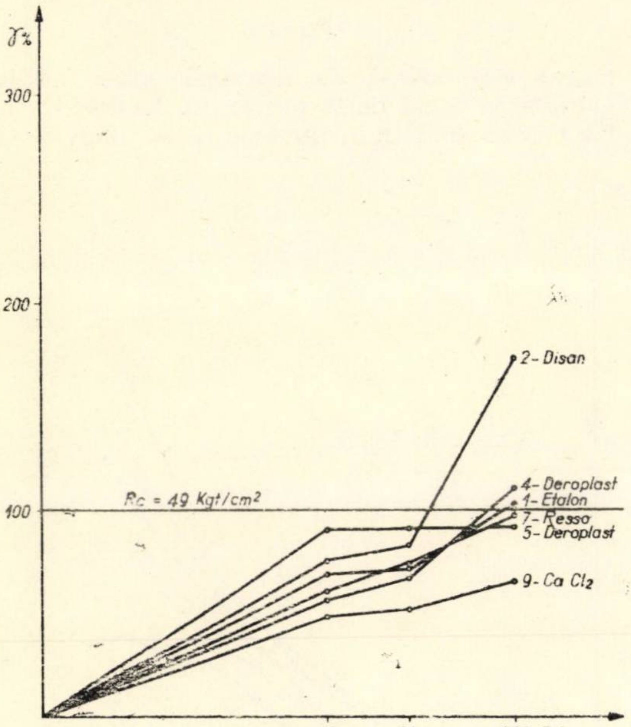


Fig. 6

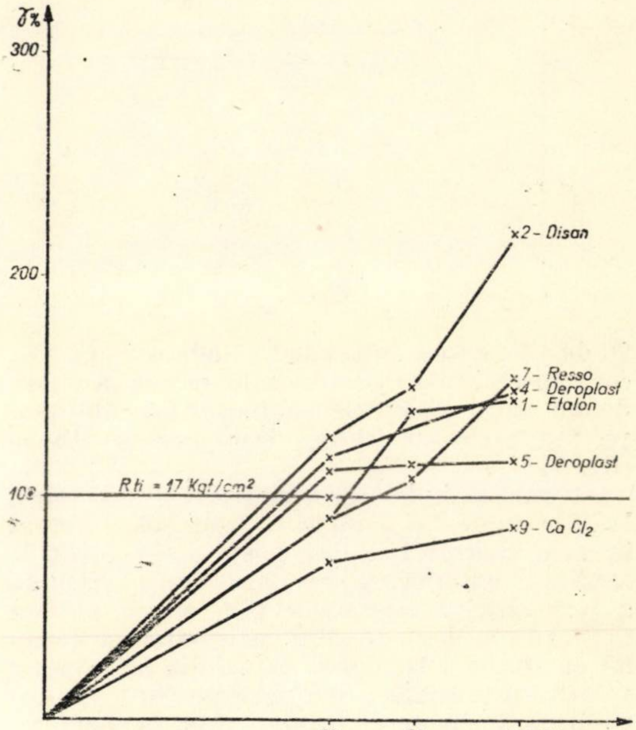


Fig. 7

în diagramele din figurile 6, 7, 8, 9. Examinarea acestora duce la următoarele observații:

— mortarele cu și fără aditivi, aplicate la 0... — 5°C, ating sau depășesc marca prescrisă la vîrsta de 28 de zile; la vîrsta de un an, rezistențele maxime s-au obținut în cazul mortarelor cu Disan (depășirea mărcii cu 230%) și cu Deroplast (depășirea mărcii cu 80 — 140%), iar minime, în cazul mortarelor cu $CaCl_2$;

— dreptele ce reprezintă gradul de întărire a mortarelor aplicate la 0... — 5°C au aceeaşi alură pentru cele două tipuri de rezistenţe, cu următoarele menţiuni :

— în ceea ce priveşte rezistenţa la compresiune, gradul de întărire atinge valori de 100% la 360 de zile în cazul mortarului cu Deroplast cu cantitate redusă de var, sau al mortarului fără aditiv, şi depăşeşte cu cca 70% această valoare în cazul mortarului cu Disan ; celelalte mortare nu realizează pînă la vîrsta de un an acest grad de întărire (fig. 6) ;

— în cazul rezistenţei la tracţiune din încovoiere, toate tipurile de mortar ating valori de 100% pentru gradul de întărire încă de la 90 de zile, cu excepţia celui cu adaos de Ca Cl_2, care nu realizează această valoare nici la vîrsta de un an ; rezistenţele maxime au fost obţinute pe mortarele cu Disan, Deroplast şi Resso (fig. 7) ;

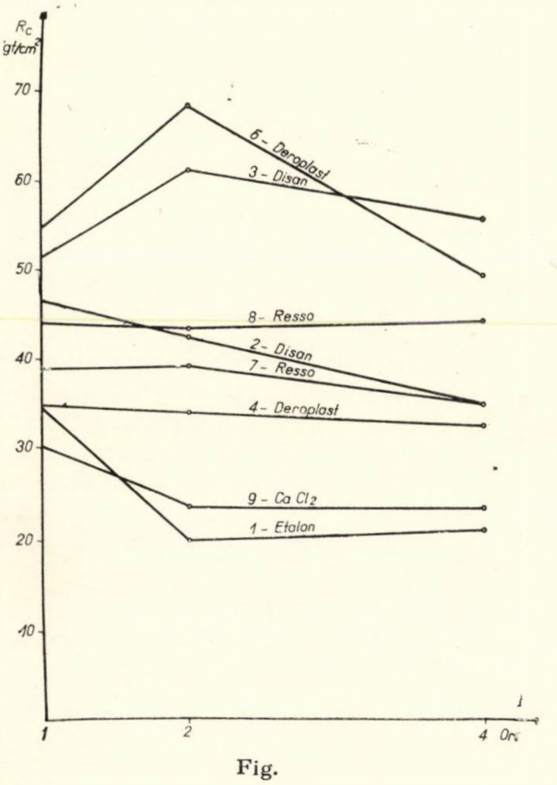


Fig.

— punerea în lucrare a mortarelor respective, la interval de 2 şi 4 ore de la preparare (interval în care mortarul a fost păstrat în condiţiile mediului exterior) a dus la scăderea sensibilă a rezistenţelor mortarelor fără aditiv sau cu $CaCl_2$; în aceleaşi condiţii, rezistenţele mortarelor cu Disan şi Deroplast se menţin la aceleaşi valori sau prezintă valori maxime pentru intervalul de două ore de la preparare, în cazul reducerii cantităţii de var din compoziţie (fig. 8) ;

— în cazul mortarelor de tencuială de marcă 25, cu şi fără Deroplast, preparate şi aplicate la temperaturi de *— 7 ... — 10°C*, rezistenţele cresc continuu pînă la vîrsta de 90 de zile, dar marca nu este atinsă la 28 de zile decît de mortarele cu aditiv Deroplast ; la vîrsta de 90 de zile, marca este atinsă de mortarele fără aditiv aplicate la o oră de la preparare. Indiferent de intervalul de punere în lucrare a mortarelor

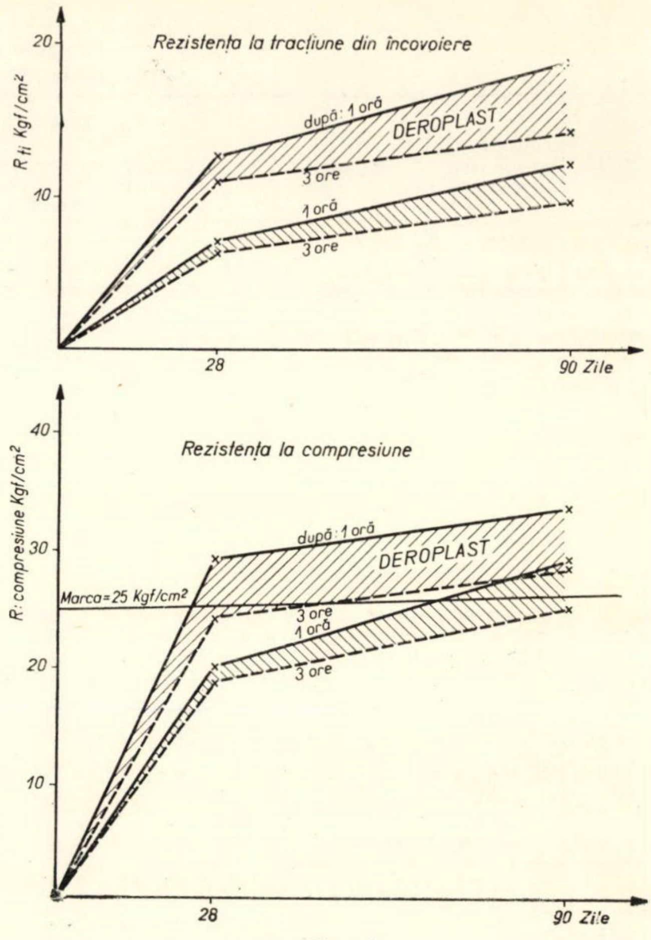


Fig. 9

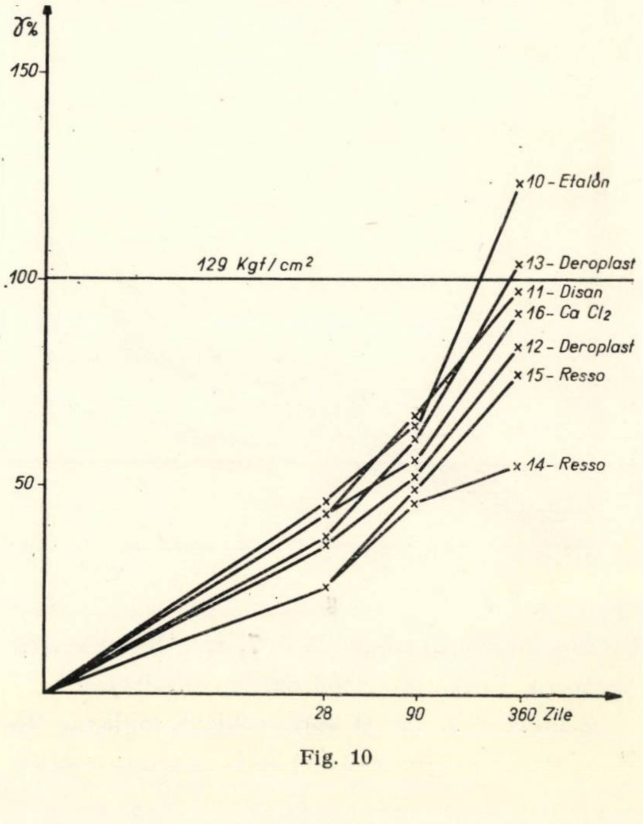


Fig. 10

(1 sau 3 ore) rezistenţele maxime s-au obţinut în cazul mortarelor cu Deroplast (fig. 9);

— prelungirea intervalului de punere în lucrare de la 1 la 3 ore duce la scăderea rezistenţelor mecanice, pentru ambele tipuri de mortare, în special la vîrste mai mari : 90 de zile.

b) Evoluţia rezistenţelor mecanice ale mortarelor de tencuială de marcă 50 este indicată în figurile 10 şi 11, din urmărirea cărora rezultă următoarele observaţii :

— rezistenţele mecanice prezintă creşteri foarte mari în timp (pînă la 360 de zile), indiferent de compoziţia mortarului considerat; valorile maxime sînt înregistrate pentru mortarul fără aditiv, după care, în ordine descrescîndă, se plasează mortarele cu Deroplast şi cantitate redusă de var în compoziţie, cu Disan, $CaCl_2$ şi Resso ;

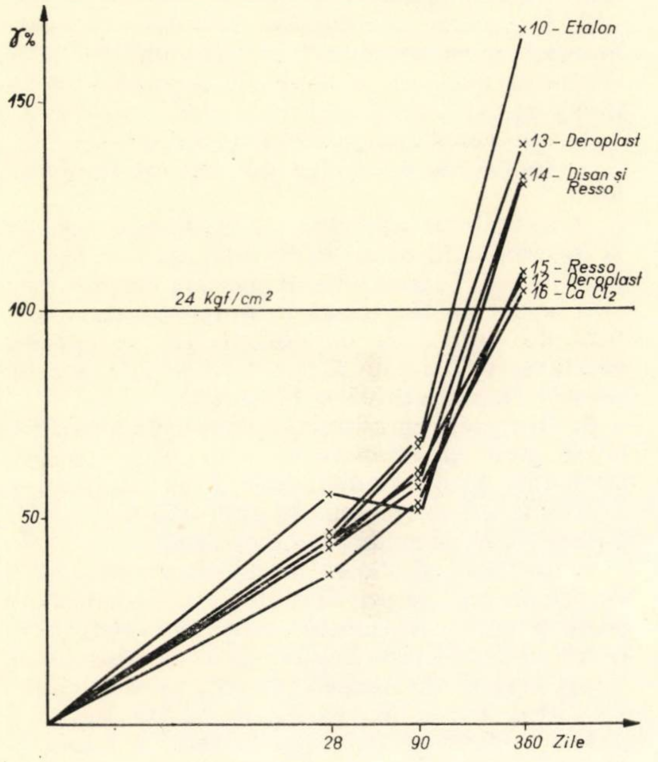


Fig. 11

—toate compoziţiile de mortare depăşesc marca prescrisă de 50 kgf/cm², la vîrsta de 90 de zile; la 28 de zile, această valoare este atinsă numai de mortarele fără aditiv, cu Disan şi cu $CaCl_2$;

— pentru rezistenţa la comprimare, gradul de întărire a mortarelor studiate înregistrează valori de 26 — 47% la vîrsta de 28 de zile, 46 — 66% la 90 de zile şi 56 — 123% la un an; valoarea de 100% este atinsă sau depăşită numai la un an de *mortarul etalon* (fără aditiv) *sau cu Deroplast* (cu cantitate redusă de var în compoziţie); se menţionează că valoarea de referinţă pentru care s-a calculat gradul de întărire este 129 kgf/cm ², valoare ce depăşeşte cu 150% marca mortarului;

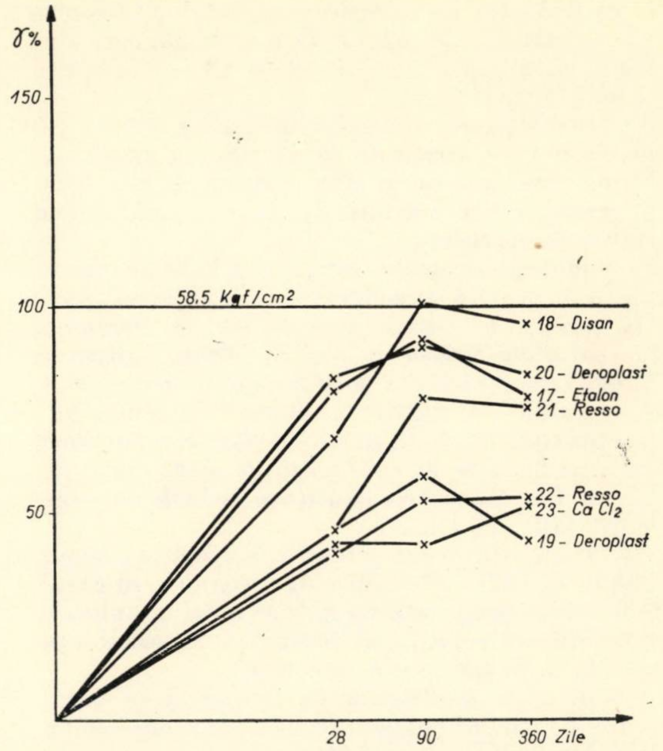


Fig. 12

— pentru rezistenţa la tracţiune din încovoiere, gradul de întărire a mortarului atinge valoarea de 100% la vîrsta de un an, valorile înregistrate la 28 şi 90 de zile variind între 36 şi 56%, respectiv 52 — 68%. ***Valorile maxime s-au obţinut pentru mortarele fără aditiv, cu Deroplast şi cu Disan.***

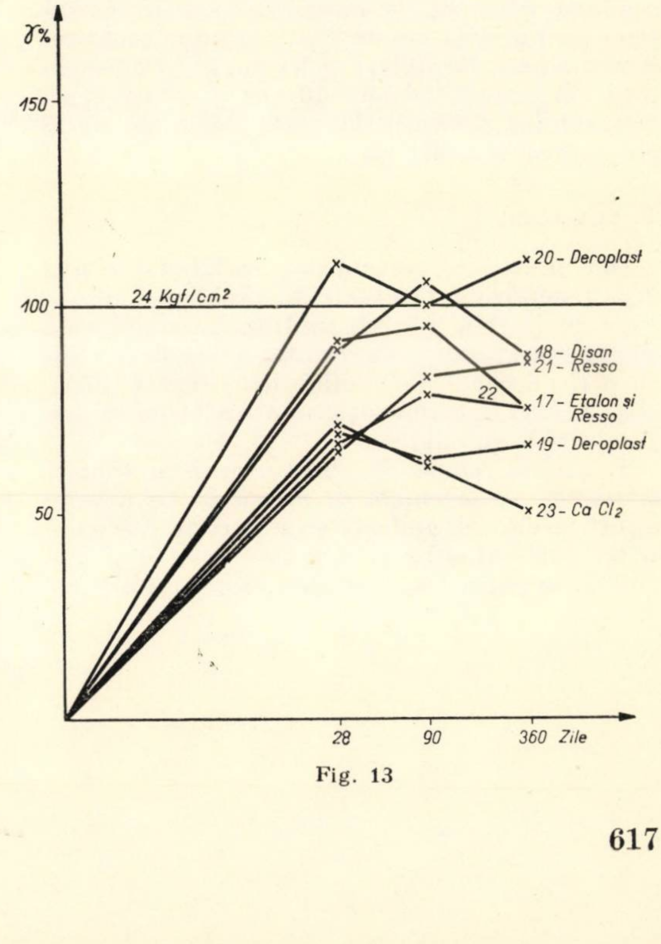


Fig. 13

c) Referitor la valorile rezistenţelor mecanice ale mortarelor de zidărie de marcă 25, care sînt reprezentate în figurile 12 şi 13, se constată următoarele:

— evoluţia rezistenţelor mecanice este ascendentă pînă la vîrsta de 90 de zile; la un an, valorile rezistenţelor rămîn staţionare sau înregistrează chiar scăderi de cca 15% la unele tipuri de mortare;

— marca mortarelor este atinsă la 28 de zile de toate mortarele considerate, cu menţiune specială *pentru mortarele fără aditiv, cu Deroplast (cu cantitate redusă de var) şi Disan*, la care se înregistrează depăşiri sensibile ale mărcii;

— gradul de întărire a mortarelor atinge valori maxime la vîrsta de 90 de zile; comportarea cea mai bună se înregistrează în cazul mortarelor cu Deroplast (cu cantitate redusă de var), Disan sau fără aditiv.

Ca o sintetizare a consideraţiilor făcute mai sus asupra evoluţiei rezistenţelor mecanice, în cazul mortarelor preparate cu şi fără aditivi, aplicate şi întărite în condiţii de temperaturi scăzute, se pot face următoarele precizări:

— în cazul mortarelor de tencuială cu dozaj redus de ciment (marca 25), introducerea aditivilor Disan şi Deroplast (compoziţie cu cantitate redusă de var) apare ca foarte eficientă;

— în cazul mortarelor cu dozaj ridicat de ciment (marca 50) sau al mortarelor de zidărie de marcă 25 (pentru care cărămida reprezintă în timpul întăririi o protecţie contra efectului temperaturii scăzute) nu se mai înregistrează un efect de ameliorare sensibilă a rezistenţelor mecanice ca urmare a utilizării acestor aditivi;

— prelungirea intervalului de punere în lucrare la peste o oră de la preparare duce la scăderea rezistenţelor mecanice în cazul mortarelor fără aditivi sau cu $CaCl_2$; asupra mortarelor cu Disan, Deroplast şi Resso, acest efect nu este important decît în cazul prelungirii intervalului respectiv la peste două ore de la prepararea mortarului.

III. CONCLUZII

Din ansamblul cercetărilor de laborator şi al experimentărilor efectuate în problema mortarelor cu şi fără aditivi, întărite în condiţii de temperaturi scăzute, au rezultat o serie de concluzii privind condiţiile şi eficienţa utilizării diferiţilor aditivi în compoziţia mortarelor de zidărie şi tencuială şi, anume:

1. Ţinînd seamă de comportarea în timp a *mortarelor de tencuială de marcă 25* cu diferite tipuri de aditivi, aplicate pe suport de *cărămidă* la temperaturi scăzute cuprinse între + *5°C* şi — *5°C*, se poate face o recomandare a aditivilor în ordinea eficienţei lor, apreciată prin îmbunătăţirea lucrabilităţii, a adeziunii şi rezistenţelor mecanice, după cum urmează:

— Deroplast — introdus în cantitate de 0,02 pînă la 0,04% faţă de ciment

— Resso — 0,1%

— Disan — 0,5%

— $Ca\,Cl_2$ — 2%.

În cazul în care temperatura, în timpul punerii în operă a mortarelor, a fost de — *7°C* pînă la — *12*°C, s-a constatat în unele cazuri o sensibilă reducere a adeziunii mortarelor la suportul de cărămidă, chiar în cazul utilizării aditivului Deroplast, considerat cel mai eficient. Apare deci că trebuie limitată temperatura de aplicare a mortarelor cu aditivi pe timp friguros la —5°C.

2. În afara avantajelor tehnice, utilizarea mortarelor cu Deroplast, experimentate şi pe şantiere, duce la o serie de avantaje economice, ca:

— reducerea dozajului de ciment cu 5 — 10%,

— reducerea dozajului de var cu minimum 50%,

— extinderea aplicării tencuielilor exterioare şi interioare în condiţii de temperaturi scăzute pînă la — 5°C, fără măsuri speciale de protecţie.

Adaosul de Deroplast în proporţie de 0,03% faţă de cantitatea de ciment din compoziţia mortarelor reprezintă cca 1,70 lei/m³ mortar (costul Deroplastului = 17 lei/kg).

3. Mortarele cu aditivi, aplicate pe suport de *beton greu* la temperaturi sub 0°C, prezintă adeziune necorespunzătoare şi ca urmare, în acest caz, nu se recomandă aplicarea mortarelor de tencuială în condiţiile de mai sus.

4. Cu toate că eficienţa aditivilor antrenatori de aer în ceea ce priveşte ameliorarea adeziunii şi rezistenţele mecanice este mai redusă în cazul mortarelor de zidărie sau al mortarelor cu dozaj ridicat de ciment (M 50), se recomandă utilizarea lor şi la aceste tipuri de mortare, datorită efectului de îmbunătăţire a lucrabilităţii acestora, prin care se uşurează munca tencuitorilor în condiţii de timp friguros.

5. În cazul mortarelor aplicate la temperaturi scăzute, temperatura mortarului la preparare trebuie să atingă minimum + 10°C.

Pentru obţinerea acestei temperaturi se poate folosi apă încălzită la 60...80°C. În cazul în care nu se poate realiza această temperatură, se vor încălzi, atît apa, cît şi nisipul, la + 25 pînă la + 30°C.

6. Aplicarea pe şantiere a mortarelor cu aditivi, în condiţiile specificate mai sus, se poate face numai sub control tehnic sever (respectarea cu stricteţe a dozajelor, omogenizarea perfectă a componenţilor, determinarea aerului oclus etc.).

Al VI-lea Congres al Federaţiei Internaţionale de Precomprimare

PRAGA, IUNIE 1970

Ing. M. Lupan
Director adjunct ştiinţific — INCERC
preşedinte al Grupului naţional român
pentru precomprimare

I. INTRODUCERE

În perioada 6—13 iunie 1970 a avut loc la Praga cel de-al VI-lea Congres al Federaţiei Internaţionale de Precomprimare — F. I. P.

Federaţia Internaţională de Precomprimare, fondată în 1952 de către E. Freyssinet, cuprinde grupuri naţionale de precomprimare şi asociaţii interesate, membre afiliate la F. I. P., din 38 de ţări, între care şi România.

Obiectivele principale ale F. I. P. constau în centralizarea informaţiilor tehnico-ştiinţifice cu privire la precomprimare, efectuarea de studii, cercetări şi lucrări de dezvoltare în grupe de lucru şi comisii de specialitate şi promovarea legăturii între asociaţii, comitete şi grupele naţionale de precomprimare în vederea schimbului de opinii asupra problemelor tehnice şi ştiinţifice ale precomprimării.

Preşedintele FIP, pînă la Congresul al VI-lea a fost prof. Franco Levi (Italia), iar la congres a fost ales noul preşedinte în persoana lui G.F. Janssonius (Olanda).

La lucrările Congresului VI-FIP din Cehoslovacia au participat circa 2000 de delegaţi din 48 de ţări, între care şi 14 specialişti din România.

Programul congresului a cuprins dezbaterea unui mare volum şi diversităţi de probleme importante legate de dezvoltarea betonului precomprimat, atît sub aspect teoretic, cît şi practic.

Programul tehnic propriu-zis al congresului a fost divizat în patru domenii diferite, şi anume :

a) Conferinţe asupra cercetării, calculului şi dezvoltării betonului precomprimat, ţinute de personalităţi cu renume mondial.

b) Rapoarte asupra activităţii comisiilor de specialitate FIP, prezentate de preşedinţii comisiilor.

c) Rapoarte ale grupelor naţionale, membre ale FIP, asupra celor mai remarcabile construcţii realizate în beton precomprimat, şi anume :

— poduri,
— construcţii de clădiri,
— construcţii speciale.

d) Comunicări tehnice ale diverşilor specialişti în probleme de cercetare, proiectare şi execuţie a construcţiilor de beton precomprimat.

Delegaţia de specialişti români a participat la congres cu o serie de lucrări, şi anume :

— rapoarte privind cele mai remarcabile lucrări în beton precomprimat executate în ţara noastră : poduri, clădiri industriale şi civile şi lucrări speciale (rezervoare şi conducte) ;

— comunicări tehnice de specialitate privind cercetări teoretice şi experimentale în domeniul betonului precomprimat (4 comunicări de la INCERC şi 3 comunicări de la Institutul politehnic Timişoara) ;

— intervenţie la discuţii privind ,,Recomandările internaţionale pentru calculul şi execuţia construcţiilor de beton armat şi beton precomprimat".

II. ASPECTE IMPORTANTE PRIVIND STADIUL ACTUAL AL TEHNICII PRECOMPRIMĂRII REIEŞITE DIN LUCRĂRILE CELUI DE-AL VI-LEA CONGRES FIP

1. *Construcţii remarcabile din beton precomprimat realizate în diferite ţări*

De la ultimul congres FIP, ţinut la Paris în 1966, tehnica precomprimării s-a extins considerabil, atît în ceea ce priveşte volumul de construcţii la care se aplică, cît şi — mai ales — varietatea şi performanţele acestora, dovedindu-se una din soluţiile cele mai economice, mai sigure şi, de foarte multe ori, singura posibilă.

Cea mai spectaculoasă dezvoltare s-a atins în domeniul podurilor de beton precomprimat, dar — totodată — nu pot fi trecute cu vederea nici realizările în domeniul construcţiilor de clădiri (clădiri civile înalte sau construcţii de hale şi săli cu deschideri mari) şi — mai ales — nici aplicarea betonului precomprimat la structuri speciale, ca : rezervoare, castele de apă, turnuri pentru telecomunicaţii, centrale nucleare, construcţii flotante etc.

a) *Poduri*

Dezvoltarea impresionantă a construcţiilor de poduri de beton precomprimat din ultimii ani este ilustrată atît de marele număr de lucrări, cît şi de performanţele acestora şi de procedeele perfecţionate de execuţie.

Sub aspectul volumului de lucrări, acesta reiese din numărul de poduri în beton precomprimat realizate pînă în 1968 în o serie de ţări, după datele publicate în raportul special al lui F. Dumas, privind ancheta internaţională asupra durabilităţii lucrărilor precomprimate, şi anume.

— Japonia	15 000	poduri
— SUA	13 000	,,
— Canada	3 100	,,
— Taiwan	3 000	,,
— Anglia	2 000	,,
— Cehoslovacia	1 990	,,
— Franţa	1 660	,,
— Australia	1 380	,,

Din punct de vedere al performanţelor se evidenţiază deschiderile mari realizate la tablierele de beton precomprimat ale suprastructurii, care ajung pînă la 200 m.

Ca soluţii şi procedee adoptate se remarcă folosirea suprastructurilor continue (cu număr cît mai mic de rosturi), realizate cu un grad foarte ridicat de industrializare (prefabricare, mecanizare), în special prin combinarea prefabricării cu construcţia în consolă, ceea ce permite o viteză mare de execuţie şi reducerea efectului defavorabil al fluajului.

Industrializarea execuţiei podurilor îmbracă diverse procedee adoptate pentru realizarea suprastructurii, dar se extinde în mare măsură şi asupra infrastructurii. Astfel, se menţionează : executarea pilelor în cofraje glisante sau chiar din elemente prefabricate ; adoptarea de tabliere mixte, avînd o parte monolită realizată în consolă o dată cu pilele, iar restul din elemente prefabricate rezemate pe porţiunile monolite ; lansare (împingere) etc.

În ceea ce priveşte procedeele propriu-zise de precomprimare folosite, este de menţionat că pe lîngă diversele soluţii cu structuri postîntinse, specifice în special podurilor de deschidere mare, au luat o mare dezvoltare şi soluţiile cu armături preîntinse, care tind să aibă o exclusivitate aproape totală în cazul folosirii elementelor prefabricate pentru deschideri mici şi mijlocii. (În S.U.A, din cele 13 000 poduri realizate, 90 % sînt cu armături preîntinse.)

Din prezentările construcţiilor de poduri şi din concluziile discuţiilor au reieşit, în mod incontestabil, posibilităţile şi avantajele soluţiilor în beton precomprimat la execuţia podurilor, soluţii care au cîştigat întrecerea cu soluţiile metalice pentru podurile de şosea şi încep să se impună din ce în ce mai mult şi la podurile pentru cale ferată. Astfel, în foarte multe ţări, între care trebuie menţionate în primul rînd Japonia Cehoslovacia, Australia, lungimea podurilor de beton precomprimat pentru căi ferate a depăşit 10% din lungimea totală a podurilor din beton precomprimat realizate în acele ţări.

b) *Construcţii de clădiri*

Utilizarea betonului precomprimat în construcţiile de clădiri prezentate în materialele Congresului VI-FIP poate fi evidenţiată în special de două categorii principale de construcţii, şi anume: Clădiri cu un nivel, de deschideri mari sau forme speciale, între care — pe lîngă halele industriale tipizate executate cu elemente uzinate de mare serie (în general grinzi cu inimă plină de beton precomprimat şi elemente de suprafaţă de diferite forme), folosite în multe ţări, inclusiv în R. S. România — sînt de menţionat şi o serie de construcţii mai deosebite, cu acoperişuri din bolţi subţiri sau suspendate, pentru săli de sport, hangare, garaje, săli de expoziţii, cu deschideri de peste 100 m, acoperişuri de tribune etc., la multe din ele folosindu-se şi betonul uşor.

— Clădiri înalte pentru birouri, cu 25...45 niveluri şi peste 150 m înălţime, folosind de asemenea planşee de beton precomprimat cu agregate uşoare.

c) *Construcţii speciale*

Dacă în domeniul podurilor, folosirea betonului precomprimat şi-a manifestat din plin posibilităţile prin spectaculoasele performanţe ale lucrărilor realizate şi prin volumul acestora, în domeniul construcţiilor speciale, betonul precomprimat a dovedit că este apt pentru o largă gamă de variate aplicaţii ca: fundaţii, tunele, şosele, tuburi, baraje, centrale nucleare, rezervoare, castele de apă, turnuri de telecomunicaţii, construcţii subacvatice sau flotante etc.

Progresele realizate în ultimii ani în domeniul construcţiilor speciale de beton precomprimat, menţionate mai sus, s-au datorat în special dezvoltării tehnicii şi a aplicaţiilor ştiinţifice într-o serie de ramuri industriale, ca: energia nucleară, extragerea petrolului din zăcăminte submarine etc., care au reclamat găsirea de noi soluţii constructive pentru satisfacerea necesităţilor de dezvoltare ale acestor ramuri.

Ca domenii mai noi de aplicare a betonului precomprimat, în această direcţie trebuie menţionate în special: chesoanele pentru centrale nucleare şi construcţiile flotante.

Ceea ce caracterizează în mod deosebit structurile de beton precomprimat concepute pentru construcţiile de mai sus este complexitatea parametrilor şi a condiţiilor de proiectare şi de execuţie la care trebuie să răspundă, ca şi natura solicitărilor şi dimensiunile deosebit de mari ale elementelor, probleme a căror rezolvare a necesitat efectuarea unor laborioase studii teoretice şi cercetări experimentale.

Astfel, pentru a se realiza chesoanele de beton precomprimat pentru centralele nucleare s-au efectuat ample şi costisitoare cercetări şi experimentări pe modele la scara 1:5, în condiţii similare celor din exploatare (presiuni interioare de ordinul a 50 at, temperaturi ridicate de circa 250°C).

Numai în Franţa — precursoare în acest domeniu — costul cercetărilor pentru realizarea chesoanelor de beton precomprimat pentru reactoare de tipul grafit-gaz s-a ridicat la suma de 4 200 000 franci, şi în prezent sînt în curs de efectuare noi cercetări pentru extinderea procedeelor de realizare a chesoanelor de beton precomprimat pentru reactoare nucleare cu alte filiere, comportînd temperaturi şi presiuni mai ridicate.

Folosirea chesoanelor de beton precomprimat pentru centrale nucleare s-a extins şi în alte ţări ca: Anglia, Suedia R.F.G., S.U.A. etc.

În ce priveşte construcţiile flotante sau subacvatice, cercetările efectuate şi primele realizări prezentate în cadrul congresului au arătat posibilitatea executării unor foarte variate construcţii de beton precomprimat, ca: rezervoare subacvatice pentru înmagazinarea petrolului, platforme fotante pentru exploatări petroliere submarine sau pentru piste de aterizare, vase de transport etc.

2. *Recomandările internaţionale pentru calculul şi execuţia construcţiilor de beton armat şi beton precomprimat*

Unul din punctele principale ale programului lucrărilor Congresului VI-FIP l-a constituit prezentarea noilor recomandări unificate pentru calculul şi execuţia construcţiilor de beton, lucrare care constituie o realizare de prestigiu a unei munci intense desfăşurate timp de mai mulţi ani în comisiile de specialitate din cadrul CEB şi FIP, precum şi în comitetul mixt CEB-FIP, prezidat de prof. Cestelli Guidi.

Deşi textul noilor recomandări mai are unele lacune şi compromisuri datorate insuficienţei studiilor teoretice şi experimentale necesare lămuririi complete a unor aspecte ale comportării şi calculului elementelor de beton armat şi precomprimat, trebuie acordată o înaltă apreciere principiilor generale care stau la baza acestor recomandări şi în special ,,orientării semiprobabilistice la stări limită'', precum şi consideraţiilor de ordin practic de a pune la dispoziţia tuturor ţărilor o fundamentare comună pentru elaborarea de norme naţionale, care să garanteze durabilitatea şi siguranţa omogenă a structurilor.

Colaborarea care a existat cu alte organizaţii internaţionale (CIB, ISO, RILEM) a asigurat — după cum au arătat prof. Franco Levi, preşedintele FIP şi prof. H. Rusch, preşedintele CEB — validitatea principiilor adoptate în ce priveşte siguranţa la toate lucrările de construcţii, oricare ar fi natura şi combinarea de materiale utilizate (beton-metal, lemn, cărămidă etc.), precum şi punerea în valoare a noţiunii de durabilitate, considerată tot atît de esenţială ca şi rezistenţa. Principiile generale pe care se bazează recomandările sînt aplicabile atît structurilor complete (clădiri de locuit, construcţii industriale, poduri, baraje etc.), cît şi tuturor elementelor constitutive ale acestora, inclusiv fundaţiile.

De asemenea, ele se aplică, atît în perioada de exploatare a construcţiilor respective, cît şi în stadiile de execuţie, de fabricare a elementelor, de transport şi montaj etc.

Aceste principii concordă cu cele acceptate de ISO ca baze internaţionale de standardizare.

În raportul introductiv, de prezentare, prof. N. Esquillan, raportorul general al Recomandărilor, a arătat că caracteristica esenţială a noilor recomandări rezidă în luarea în consideraţie, atît pentru calcul, cît şi pentru execuţie, a tuturor formelor complexului ,,oţel-beton'', ducînd la o continuitate completă de la betonul precomprimat integral la betonul armat clasic şi vizînd extinderea, în viitorul apropiat, a acestei continuităţi la betonul simplu şi la betonul slab armat, propunere care a fost susţinută şi dezvoltată şi de prof. ing. C. Avram (România). În acelaşi mod, Recomandările cuprind, în mod simultan cu betoanele obişnuite cu agregate normale, şi betoanele de rezistenţă cu agregate uşoare.

În ceea ce priveşte obiectul şi conţinutul principiilor generale adoptate de noile recomandări FIP/CEB, sînt de relevat următoarele:

— Siguranţa structurilor este considerată în funcţie de rezistenţa acestora, de menţinerea condiţiilor de utilizare normală a structurilor şi a calităţilor, proprietăţilor şi caracteristicilor asociate durabilităţii structurilor.

— Metoda de calcul adoptată este fundată pe teorii ştiinţifice şi date experimentale, interpretate — pe cît posibil — într-un mod statistic, fiind o ,,metodă semiprobabilistică a stărilor limită''.

— Siguranţa nu depinde numai de condiţiile de calcul, ci, de asemenea, de supravegherea şi controlul efectuate pe şantier, de calificarea şi competenţa personalului utilizat, de respectarea condiţiilor de utilizare prevăzute pentru structură. Se presupune deci că proiectele sînt executate de personal calificat, controlul cerut este asigurat pe şantiere în mod corespunzător, că execuţia este făcută de un personal care posedă competenţa şi experienţa necesară.

— Stările limită, luate în considerare pentru stabilirea faptului dacă o structură este aptă pentru folosinţa căreia i-a fost destinată, pot fi clasificate în două categorii: stări limită ultime, corespunzătoare valorii maximale a capacităţii portante (pierdere de stabilitate, ruperea secţiunilor critice, deformaţii care duc la modificarea geometriei, deteriorare prin oboseală etc.) şi stări limită de utilizare normală (deformaţii excesive pentru o utilizare normală, fisurări excesive sau premature, vibraţii excesive, avarii nedorite provocate de coroziune etc.).

— Secţiunile elementelor se determină prin verificarea caracteristicilor lor geometrice şi mecanice, astfel ca să se asigure condiţiile de echilibru şi compatibilitate cerute, cu o marjă de siguranţă suficientă pentru fiecare stare limită.

În ceea ce priveşte fisurarea, se impun exigenţe mai mult sau mai puţin severe faţă de probabilitatea de fisurare sau de deschidere a fisurilor, în funcţie de gradul de protecţie faţă de efectele fisurării determinate de agresivitatea mediului.

Din acest punct de vedere, recomandările stabilesc patru clase de verificare :

● *Clasa I* : *starea limită de decompresiune* nu este atinsă sub cea mai defavorabilă combinaţie a acţiunilor (aplicabilă în cazuri destul de rare ca : structuri expuse în mod special la coroziune ; structuri supuse tracţiunii pure, la care se cere o etanşeitate bună a betonului ; structuri supuse la oboseală intensă, care poate antrena o deteriorare progresivă a materialului).

● *Clasa II* : *starea limită de formare a fisurilor* nu este atinsă sub combinaţia cea mai defavorabilă a acţiunilor, iar starea limită de decompresiune este respectată sub acţiunea încărcărilor permanente şi a unei fracţiuni a sarcinilor variabile ;

● *Clasa III* : *secţiuni cu armături mixte* (pretensionate şi obişnuite) : starea limită de deschidere a fisurilor trebuie respectată sub combinaţia cea mai defavorabilă a acţiunilor, iar starea limită de formare a fisurilor sau de decompresiune este verificată pentru o fracţiune din încărcările variabile.

● *Clasa IV* : *secţiuni cu armături obişnuite* (*beton armat*) : starea limită de fisurare trebuie să fie respectată.

— Securitatea structurilor este asigurată prin adoptarea de valori caracteristice pentru rezistenţele care definesc proprietăţile mecanice ale materialelor şi pentru acţiuni (care se transformă apoi în valori de calcul prin multiplicarea cu coeficienţi, în funcţie de starea limită considerată, de gradul de gravitate al pericolului prezentat şi de calitatea controlului exercitat) şi prin verificarea că solicitările de calcul sînt cel mult egale cu cele pe care le poate suporta structura în starea limită considerată.

— Dispoziţiile constructive şi precauţiile prevăzute pentru executarea lucrărilor reprezintă o importanţă cel puţin egală, dacă nu superioară, prevederilor privind calculul. Se consideră că betonul armat şi mai ales betonul precomprimat sînt puse în valoare mai ales prin modul în care sînt executate. În acest sens s-au adoptat dispoziţii constructive judicioase (distanţa dintre armături, acoperirea cu beton, modul de ancorare şi înnădire a armăturilor etc.) şi reguli de bună execuţie (calitatea cofrajelor, decofrarea, verificarea calităţii oţelurilor şi a realizării armăturilor, compoziţia betonului, rezistenţa şi omogenitatea lui, calitatea materialelor componente, fabricarea, transportul şi punerea în operă, tratarea după turnare, betonarea în condiţii speciale, pretensionarea armăturilor, injectarea canalelor, toleranţe etc.), care completează prescripţiile de calcul privind fisurarea.

Respectarea acestui ansamblu de prescripţii şi reguli constituie cea mai bună garanţie a durabilităţii construcţiilor, reducînd riscul deteriorării betonului şi al coroziunii armăturilor. În legătură cu aceasta trebuie amintit faptul că nu totdeauna betonul corespunzător din punctul de vedere al rezistenţei pentru siguranţa construcţiei, este corespunzător şi în ceea ce priveşte durabilitatea şi că condiţia de durabilitate poate reclama un beton avînd o compoziţie care să ducă la o rezistenţă mecanică mai ridicată.

În afară de cele arătate mai sus, mai trebuie menţionat faptul — relevat în raportul introductiv al prof. N. Esquillan — că proiectanţii care vor folosi recomandările nu trebuie să uite că acestea (ca orice prescripţii) constituie numai un ghid şi că ele nu-i pot absolvi de a avea o concepţie corespunzătoare în alegerea şi studierea unui tip de structură, care să răspundă cel mai bine exigenţelor şi condiţiilor tehnice, economice şi estetice. Aceste recomandări nu pot dispensa pe cei ce le utilizează de a reflecta asupra comportării — mai ales din punctul de vedere al deformaţiilor pînă la rupere — înainte de a verifica prin calcul dacă dispoziţiile, formele şi dimensiunile adoptate sînt corecte. Recomandările nu-i pot apăra contra greşelilor, deoarece marjele de siguranţă nu pot acoperi nici erori de concepţie, nici dispoziţii constructive greşite, nici omisiuni de calcul, nici greşeli grave de execuţie.

Se remarcă faptul că principiile adoptate în Recomandările FIP-CEB concordă în cea mai mare măsură cu principiile care stau la baza prescripţiilor din R.S.R. pentru calculul betonului, betonului armat şi betonului precomprimat (STAS 8000-67).

Dat fiind nivelul ridicat al Recomandărilor — rezultat al eforturilor conjugate ale unora dintre cei mai mari specialişti în domeniu — se consideră indicat ca la viitoarea redactare a prescripţiilor de calcul şi de execuţie din ţara noastră să se ţină seamă de aceste Recomandări, urmărindu-se o racordare, în cît mai mare măsură, la fondul şi forma de prezentare a prevederilor lor.

3. *Rezultate ale studiilor şi cercetărilor teoretice şi experimentale în domeniul betonului precomprimat*

Un important domeniu al dezbaterilor şi materialelor prezentate la Congresul VI—FIP l-au constituit studiile şi cercetările teoretice şi experimentale în domeniul betonului precomprimat, ale căror rezultate principale s-au reflectat în primul rînd în rapoartele asupra activităţii comisiilor de specialitate FIP.

a) *Durabilitatea structurilor de beton precomprimat*

Aşa cum a rezultat şi din prezentarea recomandărilor internaţionale FIP-CEB pentru calculul şi execuţia lucrărilor de beton, durabilitatea structurilor de beton (şi cu atît mai mult a celor de beton precomprimat) constituie o caracteristică şi o condiţie tot atît de importantă ca şi rezistenţa construcţiilor, şi poate chiar mai importantă decît aceasta.

Sub acest aspect, sarcinile şi activitatea Comisiei FIP pentru durabilitate (care a lucrat în strînsă colaborare cu comisiile similare CEB şi RILEM) au fost din cele mai importante.

Activitatea comisiei s-a desfăşurat în două direcţii principale : examinarea situaţiei actuale privind durabilitatea construcţiilor executate pînă în prezent printr-o largă anchetă internaţională — şi recomandări pentru asigurarea realizării unei securităţi şi durabilităţi corespunzătoare, pe măsura exigenţelor aşteptate de la structurile în beton precomprimat.

Pe baza răspunsurilor la anchetă, raportul prezentat de F. Dumas analizează în detaliu cîteva tipuri de accidente (avarii) survenite în timpul executării construcţiilor sau în timpul exploatării şi în special cauzele lor.

Sub acest din urmă aspect, raportul lui F. Dumas consideră trei faze succesive care pot cauza sau în care pot apărea avariile, şi anume : proiectarea, execuţia şi exploatarea.

— În ceea ce priveşte *proiectarea lucrării*, aceasta poate cauza avarii (accidente) ale construcţiilor, în primul rînd prin *erori de concepţie rezultate din aprecierea insuficient de atentă* sau de adîncită cu privire la : condiţiile în care va lucra construcţia şi importanţa solicitărilor rezultate (vînt, temperatură, fenomene seismice, agresivitatea mediului ambiant, fenomene electrochimice etc.) ; alegerea materialelor corespunzătoare acestor condiţii ; adoptarea tipului de lucrare şi a clasei de verificare corespunzătoare gradului de fisurare admisibil ; evaluarea încărcărilor permanente şi a supraîncărcărilor accidentale ce pot apărea ; evaluarea cît mai reală a pierderilor de tensiune datorite contracţiei şi fluajului betonului, relaxării armăturilor, frecării etc.

— În ce priveşte *execuţia lucrării*, cauzele care pot provoca avarii ulterioare se datoresc greşelilor de execuţie, din care cele mai frecvente sînt : folosirea de materiale necorespunzătoare sau condiţii defectuoase de transport, manipulare şi depozitare a acestora (agregate nespălate sau amestecuri, oţeluri murdare, ruginite din cauza păstrării necorespunzătoare) ; calitate necorespunzătoare a betoanelor (apă prea multă, care duce la contracţii mari şi fisurare, folosire de aditivi nocivi, în special $CaCl_2$, care duce la coroziunea armăturilor etc.) ; execuţia necorespunzătoare a rosturilor dintre tronsoanele prefabricate asamblate prin precomprimare (rosturi neumplute din cauza unui mortar prea vîrtos, unde pătrunde ulterior apa, sau defecţiuni la intersecţia între rosturi şi canalele pentru fascicule care le traversează, împiedicînd tensionarea sau injectarea etc.) ; amplasarea şi tensionarea necorespunzătoare a armăturilor sau calitatea slabă a ancorajelor ; insuficienta protecţie a armăturilor contra coroziunii (acoperire cu beton de grosime insuficientă sau cu beton de compactitate necorespunzătoare, beton fisurat, etc., sau injectare necorespunzătoare a canalelor etc.) ; executarea necorespunzătoare a rezervoarelor precomprimate prin înfăşurare cu fir sub tensiune (tensiune inegală şi necontrolată în fire sau protecţie insuficientă printr-un strat de torcret ce nu aderă suficient etc.).

— *Avariile ce pot interveni în timpul exploatării*, în afara cazurilor provocate de greşeli de proiectare sau execuţie menţionate mai sus, nu pot fi determinate decît de cazuri fortuite, rare, ca : cutremure de pămînt neprevăzute, inundaţii de mare amploare, şocuri puternice provocate de nerespectarea unor reguli tehnologice de exploatare etc.

În concluzia raportului său asupra anchetei internaţionale, F. Dumas scoate în evidenţă următoarele :

— numărul de avarii (accidente) apărute la construcţiile de beton precomprimat executate pînă în prezent este foarte redus ;

— numărul de accidente grave care au dus la distrugerea lucrărilor este infim ;

— cele mai multe accidente au afectat lucrările executate în prima etapă a introducerii tehnicii precomprimării, în condiţiile unei experienţe insuficiente ;

— majoritatea accidentelor apărute n-au afectat rezistenţa în exploatare a lucrărilor şi au putut fi reparate ;

— în toate cazurile au putut fi stabilite cauzele accidentelor, ceea ce a permis să se tragă concluzii că pot fi evitate în condiţiile cunoştinţelor şi experienţei actuale privind tehnica precomprimării.

În baza rezultatelor anchetei internaţionale şi a studiilor efectuate, comisia de durabilitate a formulat o serie de recomandări destinate să asigure realizarea unor construcţii de beton precomprimat cu durabilitate corespunzătoare. Aceste recomandări se referă, în primul rînd, la protejarea armăturilor contra coroziunii printr-o serie de măsuri, ca : folosirea unui beton compact, cu excluderea oricăror adaosuri conţinînd clor şi sulf ; evitarea fenomenelor de coroziune sub tensiune (care poate provoca ruperea bruscă a oţelului) prin efecte electrochimice, eliminînd orice contact direct sau electrolitic între armătura pretensionată şi alte metale din construcţie ; realizarea unei protecţii cît mai bune a armăturilor postîntinse printr-o injectare eficientă a canalelor.

b) *Oţeluri pentru beton precomprimat*

În raportul preşedintelui comisiei FIP ,,Oţeluri pentru beton precomprimat'' se prezintă la început rezultatele studiilor şi cercetărilor întreprinse de membrii comisiei, concretizate în special în lucrările simpozionului de la Madrid din 1968, din care se remarcă următoarele concluzii :

— Producţia de oţeluri cu rezistenţe din ce în ce mai ridicate poate duce la dificultăţi în manipularea sîrmelor, în operaţiile de punere sub tensiune, în realizarea ancorajelor de rezistenţă suficientă şi în protecţia armăturilor contra coroziunii (cu cît tensiunile în oţel sînt mai ridicate, cu atît efectul atacurilor chimice poate fi mai mare). Progresele tehnice permit, în parte, depăşirea acestor dificultăţi şi în acest sens se citează : oţelurile laminate în colaci de diametre acceptabile ; oţelul Dyform (Anglia), cu secţiune redusă şi rezistenţă sporită cu circa 20 % faţă de toroanele obişnuite, sau oţeluri speciale călite şi revenite (R.F.G.), cu rezistenţă la coroziune sub tensiune egală cu cea a oţelului trefilat.

— S-a subliniat importanţa cercetărilor privind problemele speciale ale aderenţei oţelurilor şi mai ales ale comportării la relaxare şi oboseală, precum şi a stabilirii unor metode comparabile — pe plan internaţional — pentru efectuarea încercărilor respective.

Activitatea comisiei FIP ,,Oţeluri pentru beton precomprimat'', în colaborare cu comisiile respective CEB şi RILEM, s-a concentrat în ultimii ani asupra stabilirii unor specificaţii de norme tehnice pentru fabricaţia şi recepţia oţelurilor de precomprimare, precum şi asupra precizării datelor necesare pentru recomandările de calcul FIP-CEB.

Recomandările comisiei FIP prevăd obligativitatea încercărilor continue de control la producător, în număr suficient ca să se poată proceda la un control statistic al caracteristicilor prescrise (minimum o epruvetă pentru un colac — la sîrme — minimum cinci epruvete pentru un lot omogen de max. 50 tone — la bare) astfel ca să se garanteze valoarea minimă prevăzută, cu o frecvenţă de 5 % (în cazul unui număr mare de încercări).

În cadrul expoziţiei FIP au fost prezentate o serie de mostre şi date caracteristice privind diverse tipuri de oţeluri pentru armături pretensionate folosite în diferite ţări, care arată, în general, tendinţa de îmbunătăţire a unor oţeluri cunoscute, din care se menţionează :

— dezvoltarea utilizării toroanelor trefilate de tip Dyform (Anglia) ;

— sporirea diametrelor sîrmelor trefilate, ajungîndu-se pînă la 12...14 mm ;

— folosirea barelor cu profil periodic de tip elicoidal, care permit înşurubarea directă a piuliţelor de blocare ;

— uzinarea sîrmelor de tip Sigma după o nouă reţetă (oţeluri slab aliate), care le reduce sensibilitatea la coroziune ;

— îmbunătăţirea caracteristicilor mecanice ale oţelurilor se manifestă nu atît în sporirea rezistenţei la tracţiune, cît în reducerea pierderilor de tensiune prin relaxare, ajungîndu-se la 1 %, prin procedeul de stabilizare (la sîrme şi toroane).

c) *Prefabricarea betonului precomprimat*

Lucrările congresului VI-FIP şi realizările prezentate au confirmat încă o dată direcţia justă de dezvoltare a betonului precomprimat sub forma elementelor prefabricate, care constituie principala cale de îmbinare armonioasă a industrializării cu înaltele performanţe ale acestui nou material şi sistem de construcţie.

În raportul la congres s-au prezentat cîteva din principalele rezultate obţinute asupra unor aspecte particulare ale prefabricării betonului precomprimat, şi anume : metode de asamblare a elementelor prefabricate montate prin precomprimare ; întărirea accelerată a betonului ; solicitări de forfecare la interfaţa construcţiilor mixte ; piloţi de lungime mare ; deformaţiile elementelor prefabricate în timpul depozitării ; problema toleranţelor.

Dintre aceste rezultate merită a fi relevate progresele realizate în ceea ce priveşte asamblarea elementelor prefabricate prin precomprimare, folosite în special la construcţia podurilor, şi întărirea accelerată a betonului.

— *Asamblarea elementelor prefabricate, montate prin precomprimare*, a făcut progrese mari în ultimii ani prin adoptarea unor rosturi de grosime foarte mică, realizate prin lipire cu răşină epoxi, ale cărei principale avantaje constau în : accelerarea vitezei de asamblare pînă la de 5 ori faţă de cazul folosirii mortarelor de ciment ; asigurarea unui contact perfect între suprafeţele asamblate, a etanşeităţii necesare pentru protecţia cablurilor ce traversează rostul şi a unei rezistenţe la tracţiune şi compresiune cel puţin egală cu cea a betonului.

Pentru a obţine rosturi conjugate de grosime minimă şi care să permită adaptarea cît mai perfectă a suprafeţelor adiacente a doi bolţari succesivi, s-a folosit procedeul de a betona fiecare bolţar lîngă bolţarul anterior, a cărui faţă transversală serveşte ca cofraj, prin interpunerea unei răşini care să evite aderenţa şi care se îndepărtează prin spălare cu alcool imediat înainte de aplicarea răşinii epoxi de realizare a rostului. În acest scop se realizează un banc de prefabricare pe care bolţarii se toarnă succesiv, fiecare rămînînd pe locul său înainte de betonarea bolţarului următor. Acest procedeu are dezavantajul că necesită bancuri fixe de prefabricare de lungime mare, mai ales în cazul podurilor de mare lungime.

Pentru a elimina acest inconvenient, la lucrările mai recente s-a adoptat procedeul cu tipare la posturi fixe, în care fiecare bolţar întărit, după turnare, suferă o translaţie astfel încît să devină cofraj vertical pentru faţa bolţarului care se toarnă pe acelaşi post. Pentru a respecta condiţiile foarte severe de toleranţe, acest procedeu necesită un reglaj foarte delicat şi pretenţios, care se realizează cu dispozitive speciale de reglaj complex şi de control, folosind chiar maşini electronice pentru calcularea cotelor cu precizie de 1/2 mm (viaductul Chillon-Elveţia).

— *Întărirea accelerată a betonului*, în cazul elementelor de beton precomprimat, prezintă unele aspecte specifice mai deosebite, ţinînd seama de efectul defavorabil al întăririi accelerate prin tratare termică, atît asupra rezistenţei finale a betonului, a producerii de fisuri, cît şi în ce priveşte pierderile de tensiune în armătură. Pentru a elimina aceste inconveniente şi pentru a îmbunătăţi eficienţa întăririi accelerate a betonului (inclusiv sub aspectul economiei de căldură) s-au făcut — în urma unor cercetări întreprinse — o serie de propuneri, dintre care se menţionează :

- folosirea unor regimuri mai puţin dure de tratare termică prin aburire (durate mai lungi, cu preîntărire de minimum 4 ore, viteză redusă de ridicare a temperaturii — circa 20°C — şi temperatură maximă de 80°C) ;

- introducerea unui procedeu de întărire prin aburire în două trepte (prof. G. Bercicevski — U.R.S.S.): prima treaptă — la o temperatură mai coborîtă, de circa 50...60°C care permite întărirea betonului în măsură suficientă pentru a crea o bună aderenţă cu armătura şi a diminua pierderile ulterioare de tensiune, eliminînd în acelaşi timp pericolul deteriorării structurii pietrei de ciment, iar în a doua treaptă — la temperatura izotermă de tratare (circa 80°C). Pentru prima treaptă se pot utiliza diferite procedee de realizare ca : încălzirea tiparelor sau a componenţilor betonului, cu izolare corespunzătoare a tiparelor şi a feţei superioare etc. ;

● folosirea unui ciment cu întărire ultrarapidă (Tognon şi Tomesi — Italia), bazat pe o compoziţie mineralogică adecvată (conţinut de min. 65% C_3S) şi fineţe de măcinare ridicată (suprafaţa specifică Blaine peste 5000 cm^2/g), avînd atît rezistenţe iniţiale mari, cît şi rezistenţe finale (600...700 kg/cm^2 după ISO);

● aplicarea tratării termice de scurtă durată prin încălzire electrică cu împiedicarea evaporării apei (propusă de C. Martinet într-o comunicare separată), folosind o acoperire cu prelată sub care se injectează direct aburi, menţinînd astfel în incintă un mediu ambiant în care temperatura şi starea higrometrică sînt superioare celei a betonului, asigurînd un ecran care împiedică evaporarea şi compensează pierderile de căldură în exterior. Încălzirea electrică permite o uşurare a reglării automate a procesului de tratare termică, iar împiedicarea evaporării reduce în aceeaşi măsură pierderile de rezistenţă la 28 de zile.

d) *Construcţii paraseismice*

Raportul acestei comisii FIP cuprinde o recomandare pentru calculul antiseismic al construcţiilor de beton precomprimat.

Criteriile de bază ale recomandărilor sînt următoarele :

— construcţia să rămînă în domeniul elastic (sau aproape) sub efectul mişcărilor seismice moderate de frecvenţă mare şi să cedeze local, fiind în domeniul neelastic — dar să nu se prăbuşească — sub condiţiile seismice probabile de violenţă maximă ;

— construcţia să aibă capacitatea de a dezvolta deformaţii plastice importante sub impulsurile seismice puternice ;

— să se evite apariţia de rupturi fragile în porţiunile critice ale construcţiei.

Calculul se face la stările limită, indicîndu-se coeficienţii de reducere a rezistenţelor γ_m şi de majorare a încărcării γ_s.

Se arată importanţa precizării modulului de elasticitate dinamic şi a coeficientului de amortizare, care poate fi considerat de 1,0 — 1,5% anterior fisurării, iar după aceea analog betonului armat.

În general, calculul trebuie să evite pierderi suplimentare de precomprimare sub seisme moderate, şi diminuarea capacităţii portante sub seisme violente.

Se impune ca în secţiunile critice momentul de rupere să fie cu cel puţin 33% mai mare decît momentul de fisurare, pentru a asigura o capacitate suficientă de absorbţie a energiei seismice.

Secţiunile să nu fie supraarmate, pentru a avea o bună ductibilitate şi a putea dezvolta o rotaţie adecvată în condiţiile de rupere.

Pentru a se evita ruperi casante, stîlpii vor avea o securitate mai mare în raport cu alte elemente ale construcţiei.

Se acordă o importanţă deosebită îmbinărilor de elemente prefabricate, a căror capacitate de rezistenţă să nu fie mai redusă decît a celorlalte elemente ale construcţiei şi care trebuie să fie cît mai ductile, transmiţînd, în acelaşi timp, tot ansamblul de solicitări generat de mişcările seismice.

e) *Betoane uşoare*

Betoanele uşoare de rezistenţă, folosind agregate uşoare, în special de tipul argilei expandate (granulit), au luat o mare dezvoltare în ultimii ani, atît în ceea ce priveşte volumul aplicării la construcţii de beton precomprimat, cît şi performanţele atinse într-o serie de ţări, ca : S.U.A., U.R.S.S., Anglia, R.F.G., Canada etc.

Această dezvoltare s-a datorat activităţii de cercetare desfăşurată în cadrul FIP, CEB şi RILEM.

Pentru a ilustra această dezvoltare este indicat să se menţioneze următoarele date :

— În S.U.A. şi Canada, procentajul podurilor prefabricate din beton uşor precomprimat tinde spre 15%, iar al clădirilor spre 25%.

— În U.R.S.S. s-au realizat în ultimii ani circa 500 000 m^3 de elemente de construcţii în beton uşor precomprimat cu agregate poroase (în special panouri pentru pereţi, plăci pentru planşee şi acoperişuri, ferme pentru construcţii industriale şi cîteva poduri).

Din punctul de vedere al betoanelor de rezistenţă pentru elemente de beton precomprimat interesează în primul rînd agregatele din argilă expandată.

Dintre diversele tipuri de agregate uşoare pe bază de argilă expandată, cel mai răspîndit în Europa de vest este agregatul de tip ,,Leca'', care permite realizarea unor betoane uşoare de rezistenţă, de performanţe excepţionale :

densitate aparentă de 1,5—1,7 t/m^3 şi rezistenţă la compresiune de 300 — 450 kgf/cm^2.

Aceste proprietăţi permit reducerea greutăţii proprii a structurii construcţiilor cu 25 — 40%. Agregatele uşoare sînt încă aproape de două ori mai scumpe decît agregatele obişnuite şi necesită un consum de ciment cu 10 — 15% mai ridicat, ceea ce duce la un preţ mai ridicat al betonului uşor cu pînă la 80% faţă de al betonului greu. Cu toate acestea, în foarte multe cazuri, avantajele indirecte ale betonului uşor, şi în primul rînd reducerea greutăţii, pot duce la preţuri de revenire comparabile ale construcţiilor executate, mai ales în cazul unor regiuni lipsite de agregate obişnuite, dar cu surse de agregate uşoare (ceea ce economiseşte transportul) şi în special pentru construcţii de deschideri mai mari (la care greutatea proprie are influenţă mare), cum este cazul podurilor şi al plăcilor curbe subţiri.

Principalele proprietăţi ale betoanelor cu agregate uşoare sînt densitatea aparentă şi rezistenţa la compresiune, care sînt strîns legate, caracterizînd, împreună. calitatea betonului. De aceea, în diferitele prescripţii străine, caracterizarea betonului se face prin indicarea concomitentă a celor două caracteristici.

Astfel, pentru betonul uşor cu agregate de tip Leca, în Austria se indică următoarele caracteristici :

Marca betonului	B160	B225	B300	B400	B450
Densitatea aparentă la 28 zile (t/m^3)	1,25—1,35	1,35—1,45	1,45—1,60	1,60—1,70	1,70—1,80

Rezultatele cercetărilor efectuate în cadrul CEB şi FIP, ca şi progresele obţinute în realizarea unor importante structuri de construcţii în beton uşor, au permis includerea în noile recomandări FIP-CEB şi a indicaţiilor privind calculul şi execuţia betonului uşor de rezistenţă.

De la început trebuie remarcată concepţia generală adoptată şi în ,,Recomandările internaţionale pentru calculul şi execuţia lucrărilor de beton'' FIP-CEB, că betonul cu agregate uşoare nu este un material care diferă esenţial de betonul cu agregate grele obişnuite şi are o comportare, sub încărcări, practic similară cu cea a betonului obişnuit.

Ceea ce trebuie reţinut este faptul că proprietăţile betonului cu agregate uşoare variază foarte mult după natura agregatului, dar avînd în vedere că agregatele uşoare pentru betoane de rezistenţă sînt agregate artificiale, a căror fabricaţie poate fi condusă şi stăpînită în condiţii foarte bune şi deci se pot obţine agregate cu caracteristici mai constante decît ale celor naturale, este necesară numai o supraveghere severă pentru a obţine betoane uşoare de calitate corespunzătoare şi constantă.

În ceea ce priveşte durabilitatea betoanelor uşoare, concluziile comisiilor de specialitate FIP (betoane uşoare şi durabilitate) sînt că, în general, betoanele uşoare compacte, preparate cu agregate de tipul argilei expandate sau al şisturilor expandate, prezintă o protecţie pentru oţeluri tot aşa de bună ca şi cea a betoanelor normale cu agregate obişnuite.

Ceea ce se cere din punctul de vedere al durabilităţii şi aici — la fel ca şi la betoanele normale — este realizarea unui beton compact impermeabil şi aceleaşi condiţii de comportare la fisurare.

Betonul uşor prezintă şi un avantaj, şi anume acela că aderenţa între agregatele poroase şi pasta de ciment întărită este adesea mai bună decît la betoane normale, şi, în plus, la betoanele cu agregatele poroase nu se produce acumularea de apă la faţa inferioară a particulelor de agregate provocată de separarea locală a apei.

Prezenţa în betonul uşor a porilor care conţin aer ameliorează rezistenţa sa la deformări interne rezultate din temperatură, dînd astfel o mare rezistenţă la cicluri alternante de îngheţ-dezgheţ şi la efectele focului.

În materialele congresului s-au prezentat o serie de exemple de construcţii realizate din beton precomprimat cu agregate uşoare, dintre care se menţionează clădiri înalte pînă la 50 de niveluri cu planşee de beton uşor, poduri şi pasarele cu deschideri pînă la 100 m.

f) *Rezistenţa la foc a construcţiilor de beton precomprimat*

Raportul acestei comisii FIP reprezintă o sinteză a lucrărilor celor trei reuniuni ale comisiei din 1966, 1967 şi 1968.

Comisia prezintă un proiect de regulament asupra rezistenţei la foc a construcţiilor de beton precomprimat.

În principiu, această rezistenţă trebuie stabilită pe bază experimentală prin încercarea la acţiunea unui foc a cărui temperatură creşte în timp după curba ISO.

În cazul absenţei unor date experimentale, rezistenţa la foc se poate stabili pe două căi :

a) Prin calcul, stabilind repartiţia în timp a temperaturilor în grosimea elementelor construcţiei şi cunoscînd variaţia proprietăţilor mecanice ale betonului şi armăturii cu temperatura.

b) Pe bază de tabele, care pentru unele elemente de secţiune transversală curentă — plăci, grinzi T — dau rezistenţa la foc în funcţie de grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturii. Pentru cazul elementelor continue sau încastrate, valorile acoperirilor necesare se reduc pentru acelaşi grad de rezistenţă, ţinînd seama de efectul favorabil al redistribuirilor momentelor încovoietoare.

În plus, se dau şi dimensiuni minime pentru respectarea condiţiei de transmitere a focului în încăperile vecine. În final se dau indicaţii constructive de ordin general pentru o bună conformare a elementelor din punctul de vedere al rezistenţei la foc.

g) *Betoane de înaltă rezistenţă*

Se constată că există o preocupare deosebită — în mai multe ţări — pentru a realiza betoane de rezistenţă superioară actualelor mărci folosite pe şantiere sau în fabrici de prefabricate. De asemenea, în laboratoare se fac încercări de obţinere a unor betoane de calitate foarte înaltă, care să echivaleze sau să depăşească rezistenţa rocilor naturale dure.

În cadrul raportului prezentat de comisia FIP pentru cercetările efectuate în mai multe ţări în vederea realizării de betoane de cea mai înaltă rezistenţă, s-a constatat că s-au obţinut unele progrese în acest domeniu în ultimii ani, însă aceste progrese se rezumă numai la experimentări efectuate în laboratoare, astfel :

— S-a compactat la presiuni înalte (450 — 6720 kg/cm^2) ciment Portland în cilindri cu Ø 32 şi Ø 100 mm ; hidratarea cimentului s-a făcut după compactare, prin absorbţie de apă. După acest procedeu s-au obţinut rezistenţe la 28 de zile 2660 pînă la 3740 kg/cm^2 la o greutate specifică de 2,5, respectiv 2,7.

— Aplicînd efectul vibrării la compactarea probelor, s-a constatat că, variind acceleraţia în limitele 5 la 50 g şi frecvenţa de la 30 la 1000 Hz, s-au obţinut rezistenţe la compresiune în jurul cifrei de 3500 kg/cm^2.

În raportul comisiei FIP se menţionează că, folosind procedee tradiţionale, materiale şi mijloace cunoscute de punere în operă a betonului, se realizează betoane de circa 1000 kg/cm^2, cu condiţia ca alegerea materialelor (agregatelor) să se facă cu o grijă deosebită, iar cimentul să fie de o calitate superioară.

Problema betoanelor de foarte înaltă rezistenţă se pune în special la executarea vaselor de presiune (chesoane) pentru centrale nucleare, unde betonul lucrează la compresiune triaxială. În legătură cu aceasta a trebuit rezolvată problema încercării epruvetelor de beton la compresiune triaxială şi, în acest scop, P. Launay (Franţa) a prezentat un referat în care descrie aparatura specială de încercare triaxială a unor epruvete cubice de beton, concepută şi construită la C. E. ST. Grenoble, precum şi rezultatele obţinute : în jurul a 2000 kg/cm^2.

4. *Procedee de precomprimare*

La congres nu a existat o sesiune destinată procedeelor de precomprimare şi nici nu s-au prezentat comunicări despre acestea.

Pentru cunoaşterea, popularizarea şi compararea ultimelor noutăţi în domeniul tehnicii precomprimării, în cadrul congresului s-a organizat o expoziţie unde s-au prezentat utilaje de precomprimare, fascicule şi ancoraje, fotografii, diapozitive şi filme cu particularităţile procedeelor şi exemple de realizări, s-au difuzat prospecte şi s-au organizat discuţii.

Este interesant că, la o comparare a produselor firmelor specializate care pun la dispoziţie licenţe pe plan mondial, se constată o concordanţă destul de mare între soluţiile tehnice oferite. Aceasta se explică în primul rînd prin faptul că, în concurenţa dintre firme, acestea sînt obligate să se situeze concomitent în fruntea progresului tehnic şi, în consecinţă, procedeele prezentate nu diferă mult prin concepţia de bază a soluţiilor, ci prin gradul de detaliere tehnică a acestora şi parametrii tehnici corespunzători (comoditate, rapiditate, precizie, productivitate, securitate etc.).

A ieşit în evidenţă, atît pentru armături postîntinse, cît şi pentru cele preîntinse, tendinţa de a se utiliza cu precădere toroane. Domină toronul de 1/2" (TBP 12, 7 Ø 4 mm), dar se constată şi o orientare către toroane mai puternice ca 0,6" (TBP 15, 7 Ø 5 mm) şi chiar 0,7" (TBP 18, 7 Ø 6 mm).

În domeniul armăturilor post întinse se utilizează de regulă fascicule din toroane paralele, blocate individual cu bacuri în găurile tronconice ale unui bloc de ancoraj unic. Se tinde către fascicule foarte puternice, pînă la 1000 t, tensionate în grup cu verine de mare capacitate.

De asemenea, cei mai mulţi posesori de licenţă au elaborat adaptări pentru utilizarea armăturilor postîntinse respective şi pentru ancoraje în stîncă sau teren, domeniu de perspectivă al aplicării precomprimării.

În domeniul armăturilor preîntinse s-au prezentat exclusiv prese monofilare de pretensionare individuală. Pe lîngă semiautomatizările cunoscute pe bază de ventile electromagnetice sau distribuitoare cu supape tarate se remarcă şi automatizări complexe pe baza măsurării directe a forţei prin doze tensiometrice montate în sistem bloc şi sisteme electronice de reglare a presiunii. Se menţionează că presele monofilare tip INCERC din ţara noastră se situează la nivelul utilajelor similare cele mai moderne, prezentate la expoziţia de la Praga.

Ancorajele pentru toroane sînt individuale, cu bacuri de tipul cunoscut. O dezvoltare interesantă o constituie ancorajele individuale presate, utilizate pentru destinaţii speciale (tiranţi de pod suspendat, cuplaje, ancoraje fixe etc.).

În ansamblu, expoziţia a constituit un succes al congresului FIP, oferind posibilitatea comparării nivelului tehnic al diferitelor procedee de precomprimare pe plan mondial şi scoaterii în evidenţă a tendinţelor progresului tehnic în acest domeniu.

III. CONCLUZII

1. Participarea delegaţiei de specialişti români la lucrările Congresului VI-FIP de la Praga a fost deosebit de utilă, atît pentru cunoaşterea nivelului de dezvoltare a betonului precomprimat pe plan mondial, a performanţelor şi domeniului său de aplicare, cît şi ca prilej pentru un rodnic schimb de experienţă cu specialiştii din alte ţări şi — totodată — de afirmare, pe plan internaţional, a activităţii şi realizărilor din ţara noastră în acest domeniu.

2. Din lucrările prezentate la congres, ca şi din dezbaterile ce au avut loc, rezultă marile progrese realizate în ultimii ani în tehnica precomprimării şi în aplicaţiile sale practice, care pot fi concretizate în următoarele :

— Spectaculoasele realizări apărute în domeniul construcţiilor de poduri, atît ca volum, cît şi ca performanţe (poduri cu grinzi continue de peste 200 m deschidere), ajungîndu-se ca, în mod practic, în majoritatea ţărilor dezvoltate, să se înlocuiască aproape în întregime oţelul la podurile de şosea, cu poduri de beton precomprimat, şi să se răspîndească din ce în ce mai mult aplicarea betonului precomprimat şi la podurile de cale ferată.

— Extinderea pe scară largă a betonului precomprimat la construcţiile de hale parter cu deschideri obişnuite, executate în mare serie cu elemente tipizate şi uzinate (ceea ce confirmă soluţiile aplicate în R. S. România), precum şi aplicarea cu succes, din ce în ce mai mult, la construcţii de clădiri cu deschideri mari şi la clădiri înalte.

— Vastele posibilităţi de aplicare a betonului precomprimat la o mare varietate de construcţii speciale, ca : fundaţii, tunele, şosele, tuburi, baraje, centrale nucleare, rezervoare de mare capacitate, castele de apă, turnuri de telecomunicaţii, construcţii subacvatice şi flotante etc., care dovedesc că tehnica precomprimării şi proprietăţile eficiente ale acestui material sînt capabile să satisfacă cele mai înalte exigenţe, cele mai grele condiţii de exploatare şi cei mai complecşi parametri ai lucrărilor de investiţii cerute de dezvoltarea tuturor ramurilor industriale, a transporturilor şi de cerinţele sociale.

Aceste realizări trebuie să constituie exemple pentru extinderea domeniului de aplicare a betonului precomprimat în ţara noastră.

3. Studiile teoretice şi cercetările experimentale întreprinse în multe ţări, finalizate sau în curs de desfăşurare, au permis lămurirea multor aspecte şi probleme legate de proiectarea şi execuţia construcţiilor din beton precomprimat, fără de care nu ar fi fost posibile impresionantele realizări menţionate.

Rezultatele principale ale acestor studii şi cercetări au fost concretizate în elaborarea de către Federaţia Internaţională a Precomprimării, în colaborare cu Comitetul European de Beton, a ,,Recomandărilor internaţionale pentru calculul şi execuţia construcţiilor de beton armat şi beton precomprimat", document de mare importanţă, care sintetizează şi pune la dispoziţia tuturor ţărilor o fundamentare de înalt nivel a principiilor moderne de orientare semiprobabilistică pentru metodele de calcul la stări limită a elementelor de construcţii de beton, beton armat şi beton precomprimat. Se impune ca la viitoarea redactare a prescripţiilor româneşti să se realizeze o racordare cît mai completă cu fondul şi forma de prezentare a actualelor recomandări FIP-CEB.

4. Rezultatele studiilor şi cercetărilor teoretice şi experimentale, concretizate în rapoartele comisiilor de specialitate FIP (durabilitate, oţeluri, prefabricare, structuri paraseismice, betoane uşoare, rezistenţa la foc, beton de mare rezistenţă), precum şi cele din numeroasele comunicări tehnice prezentate la congres, constituie un bagaj valoros, care trebuie să fie preluat şi adaptat, cu asistenţa tehnică a cercetării, pentru aplicarea în condiţiile ţării noastre, direct în proiectare şi producţie, şi adîncit şi extins pe bază de cercetări, pentru valorificare mai eficientă în practica betonului precomprimat din România. În aceste direcţii, prezintă interes în special următoarele aspecte şi probleme care trebuie studiate pentru adaptare — spre aplicare — în condiţiile ţării noastre :

— comportarea, din punctul de vedere al durabilităţii, a construcţiilor de beton precomprimat realizate pînă în prezent în ţara noastră şi concluzii pentru viitor ;

— completarea datelor şi a condiţiilor tehnice pentru oţelurile de armături, în ce priveşte caracteristicile de deformaţie (relaxare), aderenţă şi susceptibilitate la coroziune ;

— extinderea aplicării rosturilor subţiri la elementele de beton precomprimat asamblate, pe baza unor răşini epoxidice indigene ;

— completarea cercetărilor experimentale şi de dezvoltare pentru reglarea şi automatizarea proceselor de tratare termică cu regimuri adecvate betonului precomprimat ;

— studierea şi introducerea unor metode practice eficiente de control al calităţii elementelor prefabricate, în general, şi a celor de beton precomprimat în special ;

— adoptarea şi stabilirea soluţiilor, în condiţiile ţării noastre, pentru folosirea pe scară largă a betonului precomprimat în regiuni seismice ;

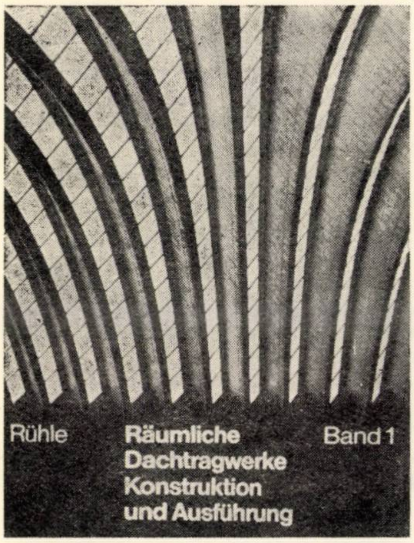
— accelerarea cercetărilor şi crearea condiţiilor de folosire în ţara noastră a betoanelor de rezistenţă cu agregate uşoare (prin asimilarea în producţie a unor agregate de tip Leca), inclusiv pentru elemente precomprimate, la care recomandările FIP-CEB nu impun condiţii deosebite de cele pentru betonul greu obişnuit ;

— accelerarea asimilării în producţie a unor cimenturi superioare, cu rezistenţe iniţiale şi finale mari, cu bună aptitudine la tratare termică, pentru a permite realizarea unor betoane de mare rezistenţă şi durabilitate ;

— completarea cercetărilor şi în special a activităţii de dezvoltare (proiectare, experimentare, omologare şi asimilare în producţie) a noi procedee şi utilaje tehnologice pentru beton precomprimat, în special în ceea ce priveşte : perfecţionarea preselor de pretensionare individuală pentru oferire la export şi a elaborării utilajelor necesare pentru extinderea aplicării betonului precomprimat la alte construcţii (ancoraje în teren etc.).

6. În vederea întăririi schimbului de date, rezultate ale cercetărilor şi realizărilor în domeniul betonului precomprimat, este necesară o legătură mai strînsă cu organizaţiile internaţionale de specialitate FIP şi CEB şi o participare mai intensă a unităţilor noastre de cercetare, proiectare şi execuţie, precum şi a specialiştilor, în comisiile FIP şi CEB, atît pentru promovarea realizărilor din ţara noastră, cît şi pentru a beneficia mai intens de experienţa altora. În acest sens, pe lîngă activitatea din comisiile FIP şi CEB, este necesară şi o mai intensă activitate internă în domeniul betonului precomprimat (în cadrul grupului român de precomprimare) pentru extinderea şi cunoaşterea realizărilor şi pregătirea participării noastre la al VII-lea Congres FIP — New York (1974), prin organizarea în anul 1972 sau 1973 a unei conferinţe speciale a betonului pe ţară, destinată exclusiv betonului precomprimat.

RECENZII



Rühle

RÄUMLICHE DACHTRAGWERKE. KONSTRUKTION UND AUSFÜHRUNG. BAND 1. BETON, HOLZ, KERAMIK.

(Structuri spaţiale de acoperişuri. Vol. 1. Beton, Lemn, Corpuri ceramice)

VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1969, 319 pag.

Concepută ca lucrare în două volume, prima parte a lucrării apare sub îngrijirea şi redactarea parţială a cunoscutului specialist, dr. ing. Hermann Rühle, cu colaborarea lui E. Kühn, K. Weissbach şi D. Zeidler.

În ansamblul ei, cartea poate fi privită ca o amplă, concisă şi sistematizată trecere în revistă a realizărilor, pe plan mondial, de construcţii din plăci curbe subţiri.

Redactarea cărţii a urmat următoarea schemă :

— gruparea pe materiale (beton, corpuri ceramice, lemn) ;

— forma plăcii (plăci cilindrice şi ondulate, plăci prismatice şi cutate, plăci în formă de bolţi, şeduri, plăci de rotaţie şi cupole, paraboloizi hiperbolici, conoizi şi plăci conoidale, alte forme de plăci) ;

—-dezvoltarea constructivă (date privind realizări : locul şi anul, dimensiuni, sistem, bibliografie) ;

— baza de calcul şi dimensionare ;

— armare şi precomprimare ;

— date constructive.

Un capitol special (3) este destinat executării plăcilor : (3.1) beton turnat monolit, (3.2) elemente prefabricate, (3.3) elemente prefabricate din armociment.

Fără să conţină în sine toate datele de calcul necesare întocmirii unui proiect de execuţie, cartea este de natură să dezvăluie proiectantului, care are de întocmit o lucrare de acest gen, toate aspectele complexe ale unei asemenea lucrări ; prin bogata ilustrare a realizărilor pe plan mondial, proiectantul se găseşte în faţa unei ştachete ridicate de la început.

Cartea este editată în condiţii grafice excepţionale ; ne referim la calitatea hîrtiei, tehnoredactare, calitatea fotografiilor, impecabilitatea desenelor.

Avem deosebita plăcere să semnalăm că realizările româneşti în acest domeniu sînt prezente, atît în privinţa lucrărilor teoretice recomandate pentru proiectare, cît şi a studiilor experimentale şi a construcţiilor realizate.

O recomandăm spre consultare şi folosire arhitecţilor, inginerilor constructori din cercetare, proiectare, din fabrici de prefabricate şi şantiere, precum şi studenţilor din ultimii ani ai facultăţilor de arhitectură şi construcţii.

Dr. doc. şt. tehn. **Mircea V. Soare**

D. Pfaffinger, B. Thürlimann

TABELLEN FÜR UNTERZUGLOSE DECKEN/TABLES FOR FLAT SLABS/ TABLES POUR DALLES CHAMPIGNONS (Tabele pentru calculul planşeelor-ciuperci)

Zürich, Verlags—AG der akademischen-technischen Vereine, 1967.

Una din liniile de dezvoltare a literaturii tehnice pentru construcţii constă în a pregăti, pentru cazurile complexe în care teoria necesită cunoştinţe de matematici superioare, iar obţinerea datelor numerice impune utilizarea unui calculator electronic, tabele numerice sau diagrame, în care mai mulţi parametri sînt variaţi.

Pe această linie se înscrie şi lucrarea celor doi autori, de la Institutul de statică aplicată de pe lîngă Şcoala politehnică federală din Zürich (al doilea autor este profesor la Şcoala politehnică, binecunoscut prin lucrările sale privind calculul în domeniul plastic).

Planşeele-ciuperci au fost studiate încă din anul 1928, prin metode aproximative, constînd din descompunerea planşeelor, pe două direcţii, în fîşii de cîmp şi fîşii de reazem. Încercările la scară naturală au reuşit doar în măsură limitată să dea indicaţii pentru proiectarea acestor planşee.

În lucrarea de faţă, autorii şi-au propus ca, plecînd de la teoria *exactă* a plăcilor plane, să deducă valorile necesare de calcul pentru cele mai importante cazuri din practică.

Ediţia trilingvă a volumului (text + + tabele) atestă singură marele interes pentru practică şi golul pe care urmează să-l umple printre manualele aflate la dispoziţia proiectantului.

În primul capitol se dau *bazele matematice* ale teoriei plăcilor plane (ecuaţia cu derivate parţiale şi condiţii limită, momente şi traiectorii principale, placa de lungime infinită simplu rezemată, planşeele-ciuperci dreptunghiulare avînd două laturi paralele simplu rezemate).

Soluţia este obţinută sub formă de serii simple trigonometrice. Efectul stîlpilor este luat în considerare sub forma unor sarcini uniforme distribuite local, a căror intensitate este astfel încît săgeţile planşeului, în dreptul centrului, să fie nule; efectul încastrării în stîlpi este neglijat.

În capitolul doi, *Parametrii tabelelor şi cazuri de încărcare*, se dau toate informaţiile necesare utilizării tabelelor (valorile numerice au fost obţinute pe un ordinator CONTROL DATA 1604—A, luînd în considerare 30 de termeni ai seriei trigonometrice).

Valorile sînt date în puncte suficient de dense pentru a avea o imagine a variaţiei momentelor în planşeu; în calcul a fost considerat coeficientul lui Poisson $u = 1/6$. Pentru alte valori se dau formule de transformare.

Mărimile care intervin sînt :

A — distanţa între stîlpi, perpendicular pe laturile simplu rezemate,
B — distanţa între stîlpi, paralel cu laturile simplu rezemate,
C — distanţa de la ultimul stîlp la contur, pe direcţia paralelă cu laturile simplu rezemate,
U — latura stîlpilor, presupuşi pătraţi (în cazul secţiunilor dreptunghiulare sau circulare, se face echivalarea pe baza secţiunii echivalente).

Condiţiile de rezemare pe celelalte două laturi sînt : simplă rezemare încastrare perfectă, margine liberă.

Au fost variaţi următorii parametri : U/A, B/A, C/B şi condiţiile de rezemare.

În tabele se citesc valorile reacţiunilor pe stîlpi, momentelor încovoietoare MX, MY, de torsiune MXY, momentelor principale M1, M2 şi unghiului care caracterizează prima direcţie principală.

Tabelele permit studierea încărcării uniforme pe toată suprafaţa, încărcarea pe bandă şi în şah.

Partea de text conţine şi aplicaţii numerice, iar tabelele generale se încheie cu trei tabele suplimentare pentru calculul momentelor în placă, în vecinătatea stîlpilor.

Lucrarea în ansamblu constituie o contribuţie de valoare pentru proiectanţii de planşee-ciuperci, cu considerarea comportării în domeniul elastic.

Deşi nu este absolut indispensabil, ar fi fost poate foarte sugestivă completarea lucrării cu cîteva diagrame din care să reiasă *vizual* modul cum este influenţată starea de încovoiere o dată cu variaţia succesivă a cîte unui singur parametru.

Dr. doc. şt. tehn. **Mircea V. Soare**

L. Călin, A. Eliat Muşatescu, T. Ghercu şi I. Ghica

COMPLEXE AGROZOOTEHNICE DE TIP INDUSTRIAL

Ed. Tehnică, Bucureşti, 1970

Obiectivele la care se referă lucrarea (construcţii complexe agrozootehnice de tip industrial) au fost tratate foarte puţin în ultimii ani, în diferite lucrări, şi, în consecinţă, lucrarea de faţă, de un real interes pentru sectorul de construcţii din R.S.R., reprezintă o noutate în acest domeniu, foarte important pentru economia naţională.

Cartea este împărţită în opt capitole, tratînd probleme generale legate de sistematizarea şi amplasarea construcţiilor, descrierea de soluţii tehnico-constructive şi de instalaţii, rezolvări funcţionale ale complexelor de taurine, porcine şi avicole, ultimul capitol fiind rezervat prezentării unor unităţi agroindustriale executate sau în curs de execuţie la noi în ţară.

Prima parte a lucrării cuprinde o interesantă expunere asupra premiselor care au dus la înfiinţarea unităţilor agrozootehnice de tip industrial, sugestiv reprezentată şi prin cele patru grafice.

Capitolul II este rezervat problemelor generale de sistematizare şi alegere a amplasamentului, dîndu-se unele noţiuni despre încadrarea în teritoriu, alegerea terenului în funcţie de dimensiuni, relief, condiţii hidrografice, geotehnice, hidrologice şi sanitare.

Tot în acest capitol se explică importanţa planului general în funcţie de cerinţele tehnologice, asigurarea alimentării cu energie electrică, apă, abur, gaze sau aer comprimat, precum şi cele legate de condiţiile naturale, climatice, topografice etc., cît şi importanţa indicilor tehnico-economici ai planului general.

complexe
agrozootehnice
de tip
industrial

Capitolul III este rezervat în întregime construcţiilor în complexele agrozootehnice de tip industrial.

Problema legată de eficienţa economică a construcţiilor este dezbătută tot în cadrul acestui capitol, arătîndu-se criteriile şi metodele de calcul care stau la baza alegerii sistemului constructiv al clădirilor în complexele zootehnice în funcţie de mărimea indicilor de eficienţă şi a indicilor de cost ai construcţiilor.

Acest capitol este foarte bogat ilustrat, prezentîndu-se structuri de rezistenţă, elemente de închidere şi detalii constructive specifice şi caracteristice construcţiilor din complexe agrozootehnice de tip industrial.

Este meritul autorilor de a fi reuşit să sintetizeze în acest capitol tot ce este mai nou în domeniul construcţiilor, atît ca metode de calcul, cît şi ca elemente prefabricate sau materiale întrebuinţate, în acest sens fiind de un real folos proiectanţilor.

În capitolul IV este prezentată importanţa instalaţiilor şi echipamentului tehnic în cadrul complexelor agrozootehnice de tip industrial.

Capitolul este împărţit în două subcapitole mari, şi anume :

— instalaţii exterioare clădirilor, prevăzute fie în incinta complexelor, fie în afara acestora (alimentarea cu apă, canalizarea, alimentarea cu energie electrică, alimentarea cu căldură, transporturile), şi

— instalaţii interioare, legate organic de construcţii şi servind direct procesului tehnologic de întreţinere şi de creştere a animalelor.

Capitolul V, care se ocupă de complexe pentru taurine, conţine unele date care stau la baza specializării fermelor de taurine în producţia de lapte sau de carne, prin crearea ansamblurilor de mare capacitate.

Sînt date toate elementele necesare depozitării şi păstrării furajelor, inclusiv detalii constructive de execuţie în cadrul complexelor de tip industrial, pentru producţia de lapte sau carne. În continuare se descriu diverse sisteme constructive de silozuri.

La sfîrşitul capitolului sînt arătate diverse instalaţii şi echipamente tehnice aferente complexelor de taurine.

Capitolul VI se ocupă de complexe pentru porcine.

Se descrie în continuare organizarea complexelor după flux biologic, a spaţiilor de producţie (adăposturi, echiparea tehnică şi condiţii de microclimat).

Capitolul VII se ocupă de complexe avicole.

Un loc important este rezervat, în cadrul acestui capitol, organizării spaţiilor de producţie, arătîndu-se diverse tipuri de adăposturi (pentru tineret de producţie şi reproducţie sau pentru găini ouătoare).

O atenţie deosebită se dă descrierii instalaţiilor de microclimat.

Şi acest capitol este bogat ilustrat cu grafice, schiţe şi planuri.

Ultimul capitol, al VIII-lea, cuprinde complexe agrozootehnice de tip industrial realizate în R.S. România.

Astfel, sînt amintite complexele de îngrăşare a tineretului taurin, cum sînt cele din zona luncii Dunării (Ciulniţa, Grădişte-Călăraşi, Ciocăneşti, Nădlag, Giurgiu).

Din scurta trecere în revistă a conţinutului celor opt capitole ale cărţii se poate constata că lucrarea se adresează în special arhitecţilor, inginerilor şi tehnicienilor din proiectare şi execuţie, precum şi cadrelor didactice de specialitate şi studenţilor, punîndu-le la dispoziţie un valoros material documentar.

Se poate conchide că această carte este foarte bine sistematizată, folosind un stil foarte uşor accesibil, la baza ei stînd o bogată bibliografie.

Ing. P. Ciubotaru

Valentin Ionescu

TEHNOLOGIA DE EXECUŢIE A PROTECŢIILOR ANTICOROSIVE

Ed. Tehnică, Bucureşti, 1970

După o introducere foarte interesantă, în care se face un scurt isoric al problemei coroziunii, se defineşte noţiunea şi se face o clasificare a tipurilor de coroziune, autorul reîmprospătează cunoştinţele cititorilor privind noţiunile de bază din acest domeniu al ştiinţei.

Primul capitol al cărţii este consacrat materialelor anticorosive nemetalice şi metalice rezistente la agenţi chimici agresivi.

În cadrul materialelor metalice rezistente la coroziune se arată că, în afară de metalele anticorosive bine cunoscute (clasice), au început să-şi găsească aplicaţii practice şi alte metale noi, ca, de exemplu : titanul, zirconiul, indiul, molibdenul, tantalul şi altele. De asemenea, aliajele de fier (fontele şi oţelurile), aliajele pe bază de plumb, staniu, zinc şi cadmiu, aliajele de aluminiu, de magneziu sau cele cu metale nobile au din ce în ce mai largă utilizare, datorită proprietăţilor mecanice superioare ale acestora.

Al doilea capitol al cărţii se ocupă de problema pregătirii suprafeţelor suport pentru acoperiri anticorosive.

Această pregătire a suprafeţelor, care reprezintă prima fază a tehnologiei de execuţie a protecţiilor anticorosive, constituie operaţia de cea mai mare importanţă, atît pentru protecţia anticorosivă în sine, cît şi pentru aderenţa bună la suport a straturilor anticorosive ce urmează a se aplica.

Se expun condiţiile constructive impuse aparatelor, utilajelor şi rezervoarelor metalice, condiţiile constructive impuse elementelor de beton şi beton armat, construcţiilor din lemn, precum şi construcţiilor metalice. Se descriu aparatele şi metodele de sablare, de curăţire cu maşini electrice sau pneumatice, metode chimice etc.

În capitolul III al lucrării sînt prezentate procedeele de protecţie a suprafeţelor metalice. Se insistă asupra executării tratamentului de fosfatare, pentru care se dau reţete şi tehnologii de execuţie.

În capitolul IV sînt dezvoltate protecţiile anticorosive ale betoanelor prin tratamente de suprafaţă. Tratamentele superficiale de suprafaţă ale elementelor de construcţii din beton, supuse acţiunii agenţilor agresivi, constau în tratarea suprafeţelor cu anumite substanţe chimice, care, prin combinaţie cu componenţii pietrei de ciment, formează compuşi insolubili şi rezistenţi din punct de vedere chimic, colmatînd porii betonului şi mărindu-i impermeabilitatea şi totodată rezistenţa la coroziune. În lucrare sînt descrise cîteva din tratamentele superficiale cele mai des folosite, ca, de exemplu : silicatizarea, fluatizarea şi ocratarea (folosită de uzinele Ocrat din Olanda).

Capitolul V este consacrat protecţiilor anticorosive executate prin placare sau înzidire. Se descriu tehnologiile de execuţie a lucrărilor de placare şi înzidire anticorosivă cu materiale pe bază de silicaţi (produse ceramice, roci naturale, roci topite etc.), avînd drept material de legătură chituri anticorosive (chituri de cuarţ, de andezit, de diabaz, de marşalit).

Acest capitol este foarte bogat ilustrat cu o serie de exemple practice de aplicarea protecţiilor.

În capitolul VI sînt descrise modurile de execuţie a pardoselilor rezistente la medii agresive, ca, de exemplu : acizi organici şi minerali, alcalii, solvenţi organici, medii oxidante, medii agresive mixte şi altele.

Sînt arătate, pentru fiecare soluţie în parte, materialele şi reţetele de preparare, precum şi modul în care trebuie să se facă execuţia pentru a se asigura calitatea dorită.

Capitolul VII se ocupă de executarea placajelor anticorosive cu plăci de faianţă, iar în capitolul VIII se tratează protecţia anticorosivă cu mase bituminoase aplicate pe suprafeţe suport de beton.

Capitolul IX se ocupă de prepararea şi turnarea betonului antiacid, insistîndu-se în special asupra compoziţiei betonului antiacid şi tehnologiei de preparare.

În capitolul X este arătată protecţia anticorosivă a coşurilor de evacuare a gazelor de ardere şi a gazelor nocive.

Deoarece la un coş de evacuare se disting trei părţi principale din punct de vedere constructiv, şi anume : fundaţia coşului, coloana şi vîrful coşului, tratarea anticorosivă se face separat pentru fiecare parte.

Capitolul XI, care se ocupă de protecţiile anticorosive cu folii, prezintă tehnologia de execuţie pentru foliile de poliizobutilenă aplicate pe suprafeţe suport de beton şi metal, folii de butarom SPE aplicate pe suprafeţe de beton şi metal, şi folii de PVC plastifiat aplicate pe aceleaşi suprafeţe suport.

Sînt date toate elementele necesare execuţiei, inclusiv cele referitoare la lipirea şi sudarea petrecerilor (cusăturilor), precum şi condiţiile ce se cer a fi respectate cînd se face verificarea calităţii lucrării.

În ultimul capitol al lucrării — cap. XII — sînt analizate protecţiile anticorosive peliculare (lacuri şi vopsele), descriindu-se tehnologia de execuţie pentru răşinile naturale (şelac, colofoniu etc.), răşini ale cauciucului natural sau sintetic (clorcauciuc, cauciuc ciclizat etc.), răşini de policondensare (fenolice, aminice, poliesterice saturate şi nesaturate, aldehidice sau cetonice, poliuretanice, epoxidice şi siliconice), răşini de polimerizare şi altele,

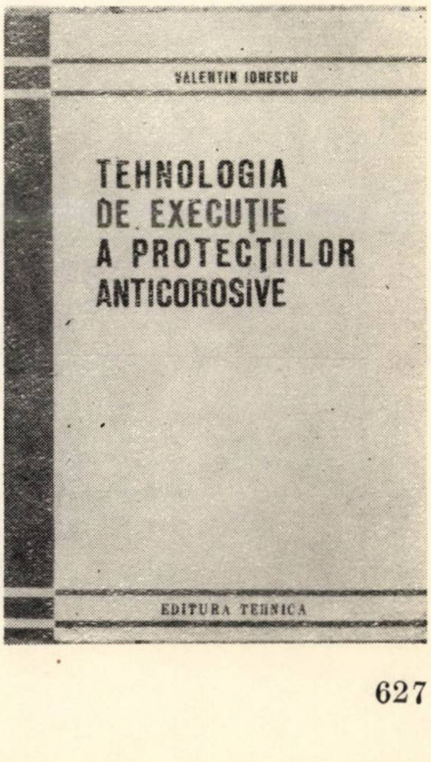
Lucrarea se adresează în principal inginerilor şi tehnicienilor din proiectare şi execuţie, precum şi muncitorilor care execută aceste lucrări pe şantiere.

Ea este foarte bine sistematizată şi foloseşte un stil foarte uşor accesibil, permiţînd astfel o iniţiere rapidă în diferitele probleme ce le ridică protecţiile anticorosive în construcţii.

Cartea se bazează pe o bogată bibliografie de specialitate şi pe deosebita experienţă a autorului.

În concluzie, prin calităţile ei, această lucrare se recomandă ca foarte utilă tuturor celor ce doresc să-şi adîncească cunoştinţele asupra problemelor privind protecţiile anticorosive în construcţii, cît şi tuturor celor ce au de executat asemenea lucrări.

Ing. Romulus Constantinescu



VALENTIN IONESCU

TEHNOLOGIA DE EXECUŢIE A PROTECŢIILOR ANTICOROSIVE

EDITURA TEHNICA

DE PESTE HOTARE

Stadion cu tribune acoperite într-un mod original

Amatorii de fotbal care vor asista la desfăşurarea viitorului campionat mondial din R.F.G., în 1974, vor avea prilejul să vizioneze confortabil meciurile care se vor juca la Köln, pe un stadion cu acoperiş de material plastic rezemat pe cabluri (fig. 1).

Municipalitatea a decis să construiască un nou stadion cu 80 000 de locuri pe fundaţiile actualului stadion, depăşit azi ca aspect şi capacitate. Cum însă, la o astfel de construcţie, acoperişul formează o investiţie foarte costisitoare s-a căutat o soluţie economică şi în acelaşi timp estetică.

Tribunele vor fi în întregime acoperite de o copertină din material plastic translucid, întinsă pe cabluri de oţel, susţinută de o structură chesonată metalică în formă de arc, care se bifurcă spre naşteri în cîte două picioare, la fiecare capăt al stadionului (fig. 2).

Aspectul general este de cupolă de circ. Pentru stadionul propriu-zis, proiectantul a conceput o structură de beton armat. Ultimul rînd de locuri va fi la 34,50 m de la nivelul terenului. Arcul va atinge înălţimea de 69 m şi va avea o deschidere de peste 350 m.

Cele două picioare de la capetele arcului vor fi ancorate în fundaţii de beton armat de 9,60 m adîncime.

Suprafaţa totală a copertinei de 30 000 m^2 va fi divizată în patru sectoare: două în potcoavă şi două peste tribunele principale.

Cele 11 cabluri de Ø 4″ (10 cm) se întind în direcţia lăţimii stadionului, trecînd prin arc. Ele vor susţine sectoarele laterale de acoperiş. Cele două sectoare în potcoavă vor fi susţinute prin cablurile care se întind între picioarele arcului şi apoi continuă lateral spre capetele exterioare ale acestor părţi de acoperiş, unde vor fi ancorate de-a lungul bordurii de beton prin partea superioară a stadionului.

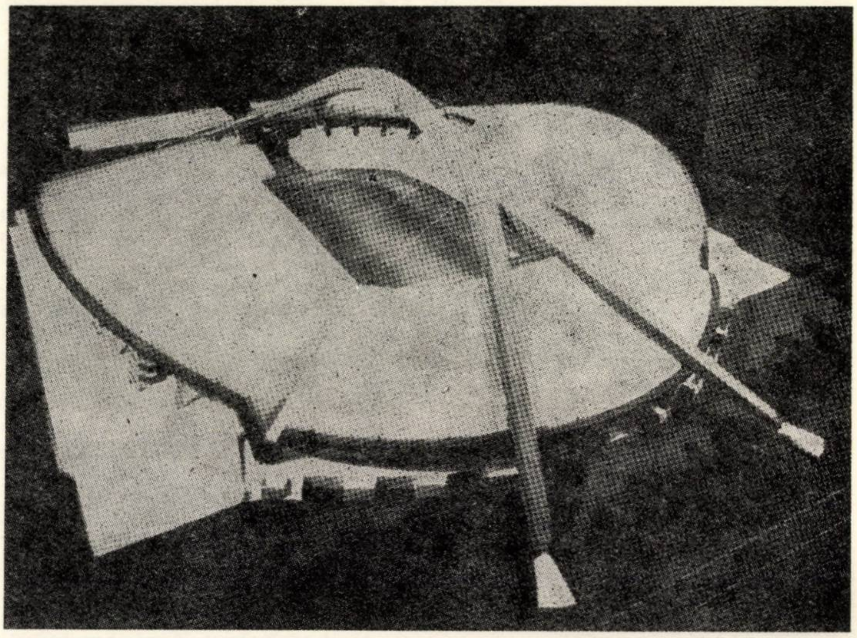


Fig. 1

Învelitoarea este formată din fîşii de poliester armat cu fibre de sticlă cu grosimea de circa 6 mm şi lăţimea de 1 m.

Elementele de învelitoare vor fi pozate fîşie cu fîşie, începînd dinspre margini spre centru.

Un jgheab de scurgere metalic de-a lungul perimetrului copertinei va colecta apa de ploaie, canalizînd-o spre faldurile în formă de V dintre sectoarele de acoperiş. Din aceste puncte, apa de ploaie se va scurge în sistemul de canalizare.

Construcţia stadionului va fi terminată pe la mijlocul anului 1973.

ENR aug. 1969

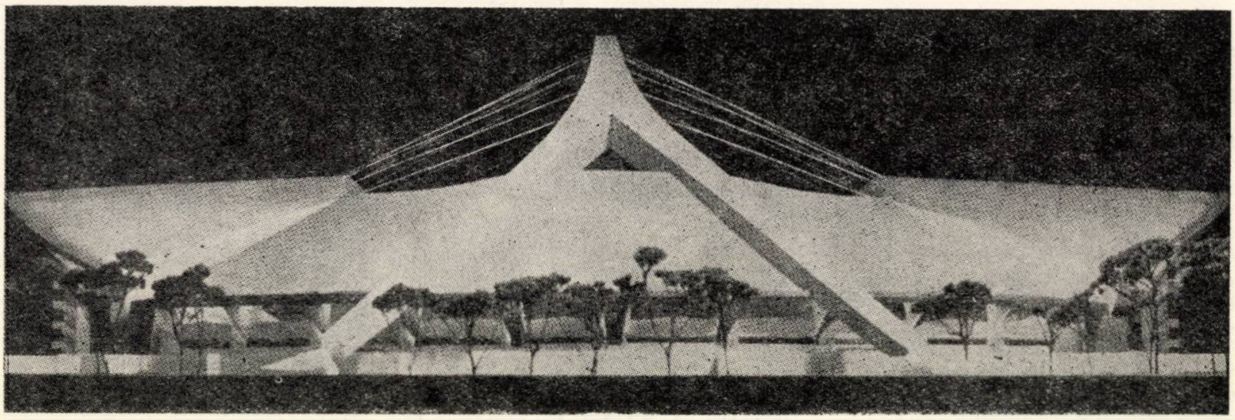
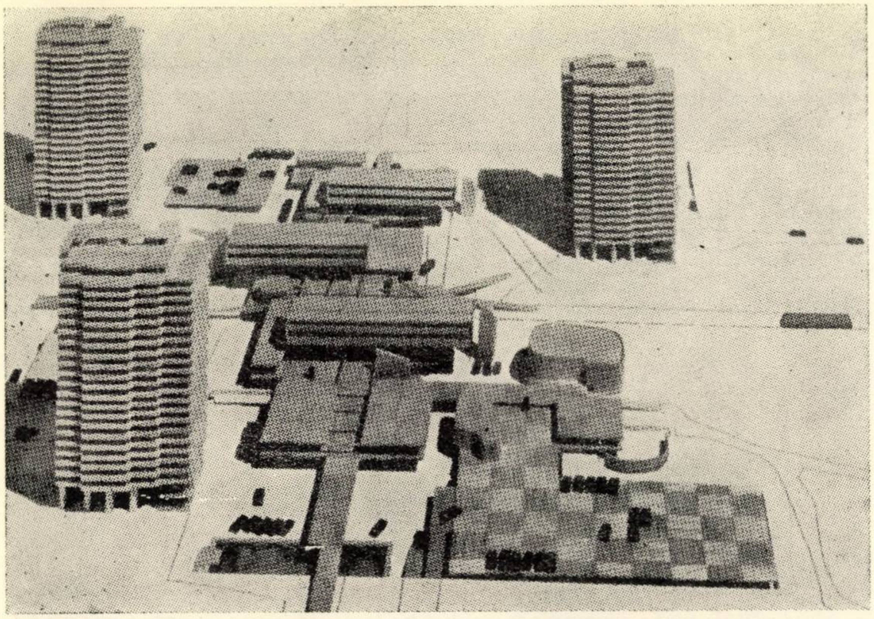


Fig. 2



Problema traficului important al mașinilor și al pietonilor a fost rezolvată prin două planuri orizontale, astfel că vehiculele cu marfă pot pătrunde pînă în inima zonei comerciale fără să interfereze cu pietonii, care pot circula fără grijă pe căile lor special afectate și prin frumoasele spații verzi, cărora pădurea Odenwald din apropiere le întregește un peisaj încîntător.

Informes de la construcción nr. 217

CENTRUL VOGELSTANG DE LA MANNHEIM (R.F.G.)

Acești trei ,,zgîrie-nori'' de 23 de etaje, construiți din elemente prefabricate de beton, adăpostesc fiecare 66 de garsoniere, 88 de apartamente de două camere, 23 apartamente de trei camere și 22 de apartamente de patru camere.

Accesul la apartamente se face pe un coridor, astfel că o singură casă a scării este suficientă și, în același timp, toate bucătăriile au putut fi orientate spre afară. În schimb, camerele de baie dau spre interior, așa că ventilația lor forțată se face printr-un sistem șunt.

Pereții și planșeele structurii portante sînt din elemente prefabricate de beton, ca și pereții despărțitori interiori. Fața văzută a plăcilor prefabricate din beton aparent și lavabil, precum și balustradele galeriilor și coridoarelor, tot de beton aparent neted, constituie elementele esențiale ale tratării estetice.

Pavimentele, ca și pereții bucătăriilor și camerelor de baie sînt acoperiți cu plăci de PVC. Restul pereților au fost executați atît de îngrijit, încît nu au avut nevoie decît de zugrăveli sau tapete.

Ușile apartamentelor, de placaj presat, au tocurile metalice, iar ferestrele au cercevele de lemn și geamuri duble izolante.

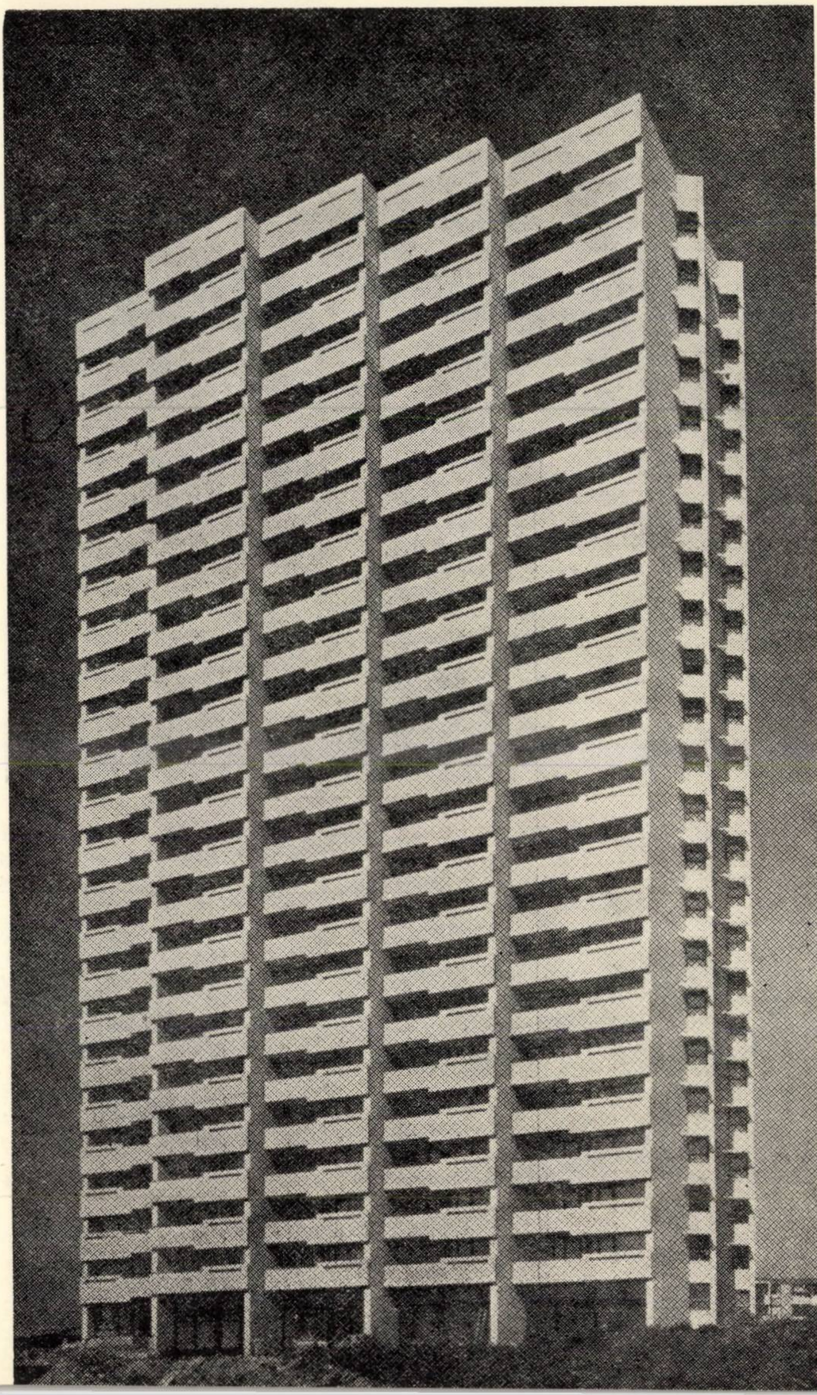
Intradosurile galeriilor și pergolelor prezintă o șapă netedă de beton; coridoarele și galeriile au fost tratate cu un strat de rășină sintetică întins cu spatula.

Distribuția apei în etajele superioare este asigurată de hidrofoare.

Încălzirea se face prin termoficare.

Electricitatea este furnizată de o stație trafo instalată în subsol.

Flancat de aceste turnuri, un mare centru comercial asigură aprovizionarea locatarilor, dispunînd, în plus, de toate serviciile care fac agreabilă șederea într-o zonă urbană, cu animația ei caracteristică.



GRUP SANITAR PREFABRICAT DE TIP UNIVERSAL PENTRU CONSTRUCȚII DE LOCUINȚE

Acest tip de grup sanitar prefabricat pe bază de metal și mase plastice urmează să înlocuiască treptat, la nivelul anului 1971, actualele grupuri sanitare prefabricate. Ele vor fi folosite atît în partiurile noi de locuințe cît și în partiurile existente.

Grupul sanitar poate fi realizat în mai multe variante prin asamblarea după dorință a elementelor constructive principale aranjate în diferite combinații, cum ar fi :

— WC, baie, bucătărie, concentrate la un loc.

— WC și baie la un loc, bucătăria separat.

— WC, baie, bucătărie, fiecare separat.

Suprafața totală a grupului sanitar poate fi de asemenea diferită în funcție de categoria apartamentului.

Grupul sanitar poate fi folosit și în condiții diferite de alimentare cu apă, gaze, energie electrică, și anume :

— apă caldă preparată centralizat, bucătărie cu gaze ;

— idem, bucătărie electrică ;

— apă caldă preparată local în boiler cu gaze și bucătărie cu gaze ;

— apă caldă preparată local în boiler electric, bucătărie electrică.

Fiecare element constructiv principal al grupului sanitar este compus la rîndul lui din subansambluri executate în fabrică (elementele liniare necesare alcătuirii scheletului de rezistență, panourile de perete, garniturile pentru etanșare, obiectele sanitare). Acestea toate se asamblează pe șantier, unde sosesc în furnitură completă.

Orice element constructiv principal se compune din :

— Blocul de instalații, livrat în piese pentru a putea fi asamblat pe șantier la construcțiile existente, sau complet montat în fabrică pentru clădirile din panouri mari. Cuprinde instalațiile de distribuție pentru apă caldă și rece, gaze, canalizare. Blocul de instalații are un schelet din profile metalice cu pereți subțiri și panouri prefabricate care închid și marchează instalațiile cuprinse în acesta. Sînt de asemenea prevăzute racordurile spre consumatori.

— Peretele despărțitor cu ușă format dintr-un schelet portant, executat din profile metalice cu pereți subțiri și panouri prefabricate. Poate fi de asemenea livrat în bucăți pentru a fi asamblat pe șantier sau poate veni gata asamblat din fabrică.

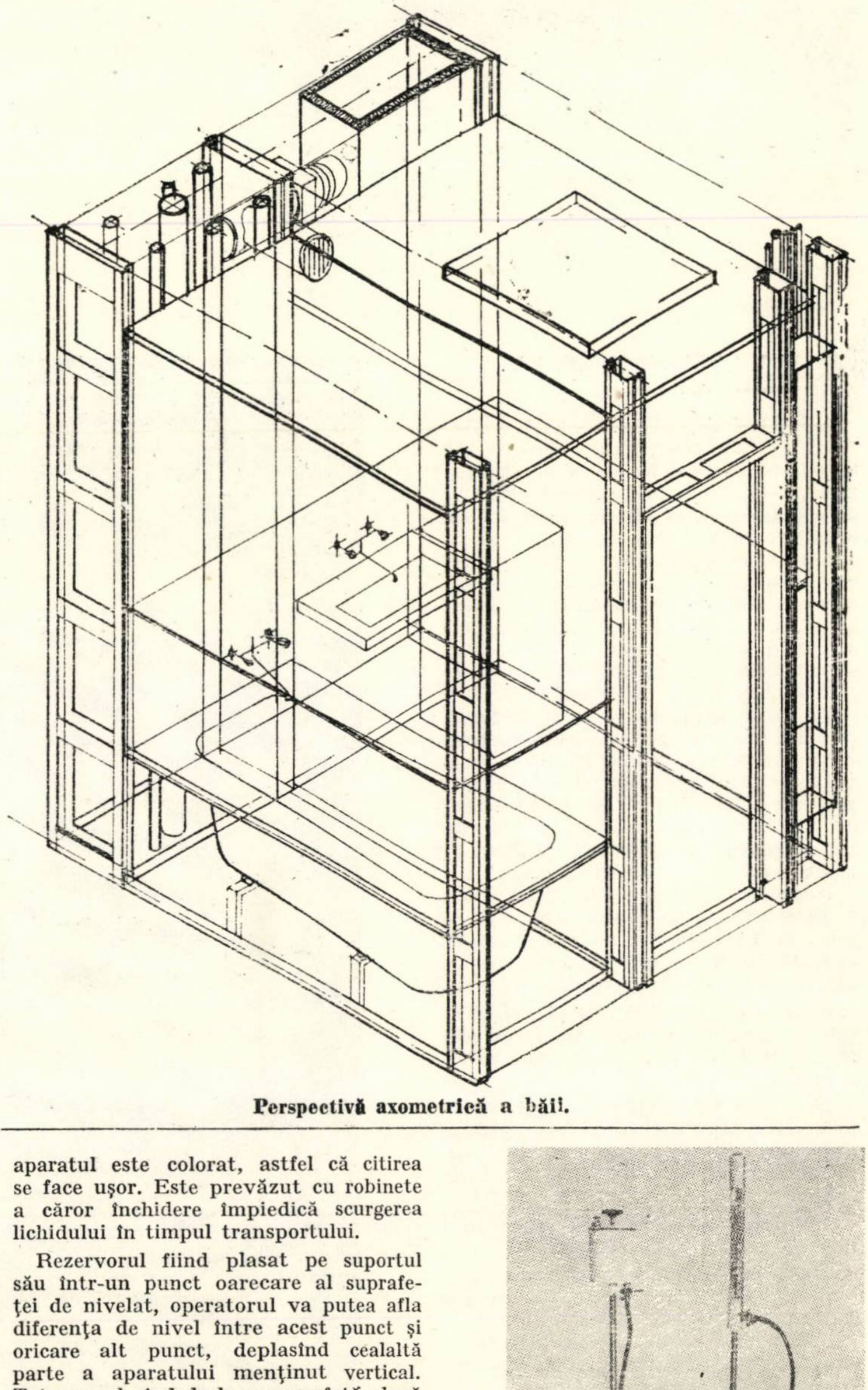
— Învelișul interior al grupului sanitar este format din panouri ușoare, rezistente la umiditate, contactul cu apa și substanțele alcaline de concentrație redusă (săpun, detergenți). Asamblarea acestora cu scheletul de rezistență asigură etanșeitatea. Materialele folosite sînt : tablă acoperită cu o folie din PVC, umakart, plăci de Sololith, plăci melaminate ș.a.

Pardoseala poate fi executată din plăci prefabricate mozaicate în sistemul clasic sau din mase plastice (un covor în mai multe straturi lipit pe o șapă de ciment).

— Învelișul exterior asigură caracteristicile acustice și de incendiu ale grupului sanitar. În cazul în care se învecinează cu pereți prefabricați, funcția învelișului exterior o preiau aceștia.

În figură este dată perspectiva axonometrică a băii.

Din Pozemni stavby nr. 4, 1970



Perspectivă axometrică a băii.

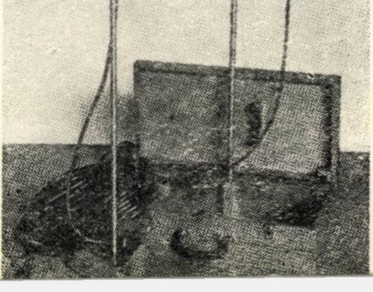
INDICATOR DE NIVEL

Aparatul „Modus“ se bazează pe principiul vaselor comunicante : este conceput pentru citirea directă a diferențelor de nivel, pentru determinarea liniilor de referință, pentru orice măsurătoare a planeității suprafețelor sau a pantelor.

El se compune dintr-un tub transparent de diametru mic, care pune în comunicație un rezervor și un tub gradat. Rezervorul este fixat pe un suport făcut din tije metalice ce se îmbină prin îmbucare și dintr-un picior cu lest. În sistemul în care este inserat tubul gradat se îmbină tije identice. Lichidul care umple aparatul este colorat, astfel că citirea se face ușor. Este prevăzut cu robinete a căror închidere împiedică scurgerea lichidului în timpul transportului.

Rezervorul fiind plasat pe suportul său într-un punct oarecare al suprafeței de nivelat, operatorul va putea afla diferența de nivel între acest punct și oricare alt punct, deplasînd cealaltă parte a aparatului menținut vertical. Tot așa, plecînd de la o suprafață plană sau denivelată, el va putea trasa pe perete reperele necesare pozării ancadramentelor de uși și ferestre etc.

Din Bâtir, iunie 1970



INSTITUTUL DE CERCETĂRI ÎN CONSTRUCȚII ȘI ECONOMIA CONSTRUCȚIILOR

INCERC

Principala organizație de cercetări științifice în domeniul construcțiilor și singura cu caracter republican în acest domeniu, efectuează.

Cercetări complexe și de specialitate pentru întreaga ramură a industriei construcțiilor cuprinzînd următoarele domenii principale:

Beton, beton armat, beton precomprimat ● *Construcții metalice* ● *Structuri de construcții industriale, civile și speciale* ● *Teoria și calculul construcțiilor (inclusiv folosirea calculatoarelor electronice)* ● *Încercări în construcții* ● *Fundații* ● *Elemente de închidere, protecție și finisaje* ● *Folosirea materialelor din polimeri* ● *Fizica construcțiilor* ● *Izolări în construcții* ● *Protecția contra coroziunii* ● *Instalații pentru construcții (electrice, tehnico-sanitare, încălzire, ventilație și condiționare)* ● *Tehnologia generală a construcțiilor și organizarea șantierelor* ● *Mecanizarea lucrărilor de construcție* ● *Asimilări de scule, dispozitive și utilaje de construcție* ● *Economia construcțiilor* ● *Cibernetica în construcții.*

INCERC dispune de secții de specialitate și laboratoare la sediul central din București – Șos. Pantelimon nr. 266, precum și

- la Cluj – Calea Florești 117
- la Timișoara – Str. Traian Lalescu 2
- la Iași – Str. Karl Marx 38
- la Brașov – Aleea Minerva 8, bloc 36

Institutul este dotat cu aparatură, instalații, utilaje și standuri moderne la nivelul tehnicii mondiale.

INCERC POATE EXECUTA PENTRU ÎNTREPRINDERI DE STAT ȘI COOPERATISTE DIN ȚARĂ — PE BAZĂ DE CONVENZI FERME ȘI CONTRACTE, IAR PENTRU BENEFICIARII DIN STRĂINĂTATE — PE BAZĂ DE CONTRACTE ÎNCHEIATE PRIN AGENȚIILE COMERCIALE ALE R.S.R. — LUCRĂRI ȘTIINȚIFICE CA: STUDII, CERCETĂRI, ASISTENȚĂ TEHNICĂ, EXPERTIZE DE LUCRĂRI DE CONSTRUCȚII CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

INCERC ORGANIZEAZĂ CURSURI DE PERFECȚIONARE PENTRU INGINERI ȘI TEHNICIENI DIN ÎNTREPRINDERI DE STAT ȘI COOPERATISTE ÎN VEDEREA ACTUALIZĂRII ȘI ÎMBOGĂȚIRII CUNOȘTINȚELOR PE SPECIALITĂȚI LEGATE DE NEVOILE PROIECTĂRII ȘI EXECUTĂRII CONSTRUCȚIILOR CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

Informații detaliate se pot obține la INCERC — București — Șos. Pantelimon nr. 266, telefon nr. 35.21.00

E 1688

R

REFERÁLVA

Organ al
Ministerului
Construcțiilor
Industriale

Sáfrány

CONSTRUCȚII
ȘI MATERIALE
DE
CONSTRUCȚIE

12

1970

Colectivul de redacție
urează cititorilor revistei
un an nou fericit
și succese
în îndeplinirea
însuflețitoarelor sarcini
ale noului cincinal

CONSTRUCȚII ȘI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

ORGAN AL
MINISTERULUI CONSTRUCȚIILOR INDUSTRIALE

12
1970

REDACȚIA PUBLICAȚIILOR PENTRU CONSTRUCȚII

CUPRINSUL

D. DUMITRESCU, ST. POPESCU, I. ANASTASIU

R **Turn de extracţie cu structură mixtă din beton şi metal la Paroşeni 631**

G. LIESS, AL. GHEDERIM

R **Aspecte tehnico-economice legate de realizarea canalelor de termoficare din Bucureşti 640**

E. BEIU, P. POPA

R **Betoane aparente cu parament brut de calitate superioară. Contribuţia compactării prin vibrare . . . 644**

S. CRUCEANU

R **Bazele de calcul pentru modelarea termică şi hidrodinamică aproximativă a ventilării şi încălzirii cu aer cald . 654**

J. SITARU

R **Diminuarea zgomotelor în instalaţii 660**

E. DIMITRIU-VÎLCEA, GH. PETRESCU

R **Unele aspecte privind influenţa radiaţiei solare asupra acoperişurilor cu hidroizolaţia aplicată direct pe termoizolaţie 665**

GH. PANĂ, D. D. IVAN

Asupra folosirii reductoarelor nesusţinute la construcţia maşinilor din industria materialelor de construcţii . . 674

CRONICĂ

RECENZII

DOCUMENTAR

SUMAR GENERAL PE ANUL 1970 685

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. ing. C. AVRAM, membru coresp. al Academiei, Institutul politehnic Timişoara
Ing. AL. AUSSLÄNDER, şef sector, Ministerul Construcţiilor Industriale
Ing. EM. BAICULESCU, director tehnic, IPIMPC
Acad. prof. ing. ŞTEFAN BĂLAN, Institutul de construcţii Bucureşti
Ing. O. BÎRSAN, director general DGCM-CPMB
Ing. TUDOR DINESCU, inginer specialist, IPIA
Ing. DINU ELIADE, şef sector tehnic, Ministerul Construcţiilor Industriale
Ing. I. GĂVOZDEA, vicepreşedinte al CSEAL
Ing. D. GHIŢESCU, şef secţie, INCERC
Ing. MIRCEA HUREZEANU, inginer şef, IMNR
Ing. CONST. IONESCU, adjunct al ministrului construcţiilor industriale
Ing. N. LASZLO, inginer şef, ISART
Ing. M. LUPAN, director adjunct ştiinţific, INCERC
Ing. A. MEDVEŢCHI, director în MIMC
Ing. RADU NEGRU, consilier, Consiliul Naţional al Cercetării Ştiinţifice
Ing. M. PĂTULEA, director în M. C. Ind.
Ing. SIMION POP, vicepreşedinte al Comitetului Executiv al Consiliului Popular al Municipiului Bucureşti
Prof. ing. VICTOR POPESCU, Institutul de construcţii Bucureşti
Prof. ing. OLIVIU RUSU, vicepreşedinte CNIT
Ing. GH. SLĂDESCU, inspector general de stat pentru construcţii
Ing. S. ŞIŞMAN, şeful Laboratorului central al M. C. Ind.
Ing. I. VASILESCU, director general al Centralei industriale de prefabricate din beton
Ing. P. VERNESCU, director IPC

Redactor responsabil
Prof. dr. ing. DAN F. DUMITRESCU
Institutul de construcţii Bucureşti

CONSTRUCŢII ŞI MATERIALE DE CONSTRUCŢIE

organ al
MINISTERULUI CONSTRUCŢIILOR INDUSTRIALE

REDACŢIA PUBLICAŢIILOR PENTRU CONSTRUCŢII

Redacţia şi administraţia: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, sector 1. Telefon: 16.49.14. Abonamentele se achită în contul de virament nr. 64.03.01.19 S.M.B. Serv. Decont Buget Stat. Simbol 5 000 sau prin mandat poştal.

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar pentru anul 1970, conform aprobării D.P.D.P. nr. 10/10556/1970

Tiparul: Intreprinderea Poligrafică „Informaţia" – Bucureşti, c. 5957

SUMMARY

D. DUMITRESCU, ST. POPESCU, I. ANASTASIU : Mixed structure pithead frame of concrete and metal at Paroşeni.

An original development of a pithead frame used for vertical transport of materials, men and sterile in the coal mines is presented in the article. The pithead frame is 40 m high between the ground level grade and the pulleys axle, while the total height is 45 m.

The subdivisioned horizontal section was designed for two transport axles and approach catwalk to the pulleys.

The central body consists of a slipformed reinforced concrete caisson-tube, while the counterbrace is metallic.

The site conditions, extraction technology and running of the narrow-gauge surface railway automatic circuit resulted in this mixed solution, with the following features : the execution in caissson shape of the pithead frame body ; the wedged-shaped metallic counterbrace instead of a traditional trapezoidal one (with the big-base at the ground level) ; spatial co-operation between the pithead frame and the counterbrace.

This kind of structure contributes to an optimal stress and sizing due to spatial co-operation, as well as to execution mechanization and industrialization, with advantageous technical-economic parameters.

The pithead frame is now in operation and matches all the design requirements.

GH. LIESS, AL GHEDERIM : Some technical-economic aspects of the duct laying for district-heating in Bucharest.

All the new residential districts as well as many industrial units of Bucharest are serviced by the district-heating network.

In the near future this thermal energy supply system will represent an important part of the investment funds.

With this fact in mind, a more economical system of duct laying was sought, one which would not require a great volume of labour and the use of scarce materials.

The authors present their solution of the problem, which is based on the use of ducts made of prefab elements.

EUGEN BEIU, PETRE POPA : High-quality raw-faced exposed concretes. The role of vibratory compaction.

Raw-faced exposed concrete of ever higher quality has constituted the object of preoccupation and research carried out in 1968 and 1969 by the Staff of the Concrete Building Department-Construction work technology section — at the Polytechnic Institute, Cluj, in cooperation with INCERC, Cluj (Research Institute for Building and Construction Economy).

The researches were concerned with the concrete vibrating study, purposing to determine the limits to which it is possible to obtain by vibratory compaction the diminishing of pore ratio, respectively the determination of the factors and their degree of influence.

The article involves the observations made and conclusions reached during the researches and points out the technology data specific to raw-faced exposed concrete, concerning vibratory compaction aiming at high-quality exposed surfaces.

S. CRUCEANU : Computing elements for the approximate thermic and hydrodynamic modelling of the ventilation and hot-air heating

Modelling of ventilation and of hot-air heating installations is used both to bring about comfort conditions in a determined case, as it is possible to experiment many solutions and to choose the best one, and, on the other hand, as an experimental research method used to check up some theoretical considerations or to elaborate some fundamental conclusion based on experimental data.

Tests performed on models revealed a series of important conclusions successfully applied to the design and running of the installations.

Thus, the article shows both the computing bases for the approximate thermic and hydrodynamic modelling when heat exchange takes place by free convection, together with the most recent specifications and completions in this field, as well as an original basis of computing to be applied in the cases of forced convection, taking also into account the buoyancy forces.

The determination method of the blowing and absorbtion temperatures of the air in the model is also pointed out.

J. SITARU : Reducing installation-caused noises

Though residential districts in towns are located outside the noisy areas, it is well known that there are noise sources due to various devices and installations in the apartment buildings themselves.

The artiche deals only with the problem of noises caused by sanitary installations and the ways of reducing them.

E. DIMITRIU — VÎLCEA and GH. PETRESCU : Some aspects of the influence of solar radiation on the roofs provided with waterproof insulation applied directly on the thermal insulation.

The authors examine the results of the experimental researches concerning the behaviour of high thermoinsulated flat roofs to solar radiation action.

The aspects related to the thermal shock amplitude due to solar radiation in the systems with waterproof insulation directly applied on efficient light thermal insulation (expanded polystyren ; autoclaved cellular-expanded concrete) and provided with various protection (sand or gravel layers, paint films of various colours, alluminium sheets etc) are discussed.

Some theoretical data concerning solar radiation, with application to Romania's climate, the researches results regarding the reflection coefficient and temperatures on the waterproof insulations surface useful to the sizing of terraces, function of the solar radiation, based on external temperature waves absorbtion inside of these terraces are dealt within the article.

In conclusion, some ideas related with the optimal systems and protection solutions suitable to be used in Romania are given.

S. GH. PANĂ and D. D. IVAN : On the use of unsupported reductors in mechanical engineering within the building materials industry.

Starting from the advantages of using unsupported reductors able to take successfully over the shocks generating at the start of industrial machines, as well as those due to load variations while running, the authors produce some data that could constitute the starting point in view to extend the use of these reductors to mechanical drive of mean and high power, applicable in rotary drums design within the building materials industry.

SOMMAIRE

D. DUMITRESCU, ST. POPESCU et I. ANASTASIU : Tour d'extraction à structure mixte en béton et métal à Paroşeni

Il s'agit d'une solution originale pour mines de charbon : une tour d'extraction utilisée pour le transport vertical des matériaux, du personnel et du stérile. La hauteur de la tour entre la rampe de surface et l'axe des molettes est de 40 m tandis que la hauteur totale atteint 45 m.

Le compartimentage de la section horizontale a été conçu pour deux axes de transport et un escalier d'acces aux molettes.

Le corps central est composé d'un tube-caisson en béton armé, bâti à l'aide de coffrages glissants, à contre-fiche métallique.

Les conditions d'emplacement, la technologie d'extraction ainsi que l'organisation du circuit automatique de la voie étroite à la surface ont conduit à la conception de cette solution mixte, ayant les caractéristiques suivantes : exécution du corps de la tour proprement-dit sous forme de caisson ; contre-fiche métallique en clavette, différente de celles classiques trapézoidales ; cooperation spatiale tour contre-fiche.

Ce genre de structure contribue à la sollicitation et au dimensionnement optime grâce à la coopération spatiale ainsi qu'à la mécanisation et l'industrialisation de l'exécution à indices techico-économiques avantageux.

La tour a été mise en exploitation et correspond parfaitement à tous les paramétres du projet.

G. LIESS et AL. GHEDERIM : Questions tehnico-économiques concernant la construction du réseau de chauffage urbain à Bucarest

A Bucarest tous les nouveaux quartiers résidentiels et une partie des objectifs industriels sont alimentés du réseau de chauffage urbain.

A l'avenir tout proche ce systeme d'alimentation d'energie thermique représentera un poids important du volume d'investissements.

C'est pour cette raison qu'on chercha un système plus économique de pose des conduites, qui ne demande pas de quantité de matériaux déficitaires et de main d'oeuvre.

La solution trouvée consiste dans la construction du réseau à l'aide des préfabriqués.

EUGEN BEIU et PETRE POPA : Bétons architecturaux à parement brut de qualité. La contribution du compactage par vibration

Le problème de la qualité des surfaces du béton apparent à parement brut au niveau des exigences actuelles, a constitué l'objet des préoccupations et des recherches entreprises en 1968 et 1969 par le collectif de la chaire de construction en béton — discipline de la technologie des travaux — de l'Institut polytechnique de Cluj en coopération avec INCERC.

Les recherches ont été dirigées vers l'étude du vibrage du béton, tout en visant à vérifier jusqu'à quelles limites on peut pousser la réduction du pourcentage des pores de surface visible du béton, en s'appuyant sur le compactage par vibration, c'est-à-dire la détermination des facteurs et leur degré d'influence.

Les auteurs développent les observations et les conclusions accumulées pendant les recheches et précisent les éléments de technologie spécifiques au béton brut, concernant le compactage par vibration, visant à obtenir des surfaces de qualité.

S. CRUCEANU : Les bases de calcul pour le modelage thermique et hydrodynamique approximatif de la ventilation et du chauffage à air chaud

Le modelage des installations de ventilation et de chauffage à air chaud est utilisé tant pour déterminer les conditions de comfort pour un cas donné, ayant la possibilité d'essayer plus d'une solution afin de choisir la meilleure, que comme méthode de recherche expérimentale employée pour vérifier certaines considérations théoriques ou pour élaborer des conclusions fondamentales en s'appuyant sur des données expérimentales.

Les essais effectués sur des modèles ont conduit à une série de conclusions importantes qui ont été utilisées avec succès à l'établissement des projets et à l'exploitation des installations.

On précise dans l'article tant les bases de calcul pour le modelage thermique et hydrodynamique approximatif, quand l'échange de chaleur se produit par convection libre, de concert avec les derniers éclaircissements et complètements dans le domaine, ainsi qu'une base originale de calcul pour le cas de la convection forcée, tenant aussi compte de l'action des forces ascensionnelles.

L'auteur indique aussi les modalités de déterminer les temperatures de soufflage et d'absorbtion de l'air dans le modèle.

J. SITARU : La réduction des bruits dans les installations

Quoique dans les villes les quartiers résidentiels soient situés en dehors des zones bruyantes, on sait qu'il y a même dans les immeubles d'habitation, des sources de bruits générés par divers appareis et installations.

Dans l'article on traite uniquement du problème des bruits engendrés dans les installations sanitaires et des moyens de les silencier.

E. DIMITRIU-VILCEA, GH. PETRESCU : Quelques aspects concernant l'influence de la radiation solaire sur les toits à isolation hydrofuge appliquée directement sur l'isolation thermique

Les auteurs exposent les resultats des recherches expérimentales sur le comportement à l'action de la radiation solaire des toits-terrasses isolés à l'aide de matériaux ayant des proprietés thermoisolantes supérieures.

L'article relève particulièrement les aspects concernant l'amplitude du choc thermique dû aux radiations solaires dans les systèmes à isolation hydrofuge appliquées directement sur isolations thermiques legères, et efficaces (polystirène cellulaire, béton cellulaire autoclavé) et pourvues de diverses protections (couches de sable ou de gravier, peinture en pellicule de diverses couleurs, feuilles d'aluminium etc).

On expose aussi quelques données théoriques sur la radiation solaire, avec application au climat de la Roumanie, ainsi que les resultats concernant les coefficients de réflexion et les températures de la surface des isolations hydrofuges, qu'on utilise au dimensionnement des terrasses, compte tenu de la radiation solaire, et de l'amortissement des ondes de température extérieure à l'intérieur des celles-ci.

L'article se termine par des conclusions concernant les systèmes et les solutions optimes de protection applicables en Roumanie.

S. GH. PANĂ et D. D. IVAN : A propos de l'emploi des réducteurs nonappuyés dans la construction des machines, dans le domaine de l'industrie des matériaux de construction

En partant des avantages de l'emploi des reducteurs non appuyés capables d'assumer en bonnes conditions les chocs produits par la mise en marche des machines industrielles, ainsi que ceux dus aux variations de la charge durant le fonctionnement, les auteurs exposent des éléments qui pourraient constituer la base de départ en vue d'élargir l'emploi de ces réducteurs aux commandes mécaniques de forces moyennes et grandes, à application dans la construction des tambours rotatifs, dans l'industrie des matériaux de construction,

INHALT

D. DUMITRESCU, ST. POPESCU, I. ANASTASIU: Verbundkonstruktion aus Beton und Stahl für einen Förderturm aus Paroşeni

Im Artikel wird beschrieben die originale Lösung die beim Bau eines Förderturms einer Kohlengrube gewählt wurde; der Turm misst 40 m zwischen der Verladerampe und dem Seilscheibenschaft — Gesamthöhe 45 m — und soll der senkrechten Förderung von Materialien, Personal und Abraum dienen.

Die Unterteilung des waagerechten Querschnitts ermöglichte zwei Förderachsen und eine Zugangsleiter zu den Seilschebien unterzubringen.

Der Zentralkörper besteht aus einem in Gleitschalungen gegossenem kastenförmigen Stahlbetonschacht und einem Stahlstrebepfeiler.

Die an der Baustelle herrschenden Bedingungen, die Förderungstechnik und die Beschaffenheit des oberirdischen automatischen Schmalspurbahnkreises ergaben diese Verbundkonstruktion mit folgenden Haupteigenschaften: kastenförmiger Körper des Förderturms; keilförmiger Stahlstrebepfeiler, anders als bei den übrigen herkömmlichen trapezförmigen Konstruktionen mit der längeren Seite an der Erdoberfläche: räumliche Mitarbeit Schacht-Strebepfeiler.

Dank der räumlichen Mitarbeit ergibt sich bei derartigen Tragkonstruktionen ein vorteilhafteres Belastungsschema, bessere technisch-wirtschaftliche Kennziffern und es besteht die Möglichkeit sämtliche Bauvorgänge zu mechanisieren und industrialisieren.

Die Konsturktion wurde in Betrieb gesetzt und entspricht vollends den Entwurfsparametern.

G. LIESS, AL. GHEDERIM: Technisch-ökonomische Fragen in Zusammenhang mit dem Bau von Kanälen für Fernheizleitungen in Bukarest

Sämtliche neue Bukarester Wohnviertel und Teil der Industrieeinheiten sind an das Fernheizsystem angeschlossen.

Diesem Fernheizsystem wird in der nächsten Zukunft ein bedeutender Anteil des gesammten Investitionsprogramms zugeschrieben werden.

Es ist deshalb angemessen ein neuartiges wirtschaftlicheres Verlegungsverfahren für Rohrleitungen zu erforschen das gekennzeichnet sein soll durch einen mässigen Verbrauch an Arbeitskräften und Hauptbaustoffen.

Die Autoren des Artikles führen vor die bauliche Lösung zu der man gelangte unter Anwendung von Fertigbauteilen bei der Gestaltung von Fernheizkanälen.

E, BEIU, P. POPA: Hochwertige Sichtbetone. Beitrag des Rüttelverfahrens

Das Interesse und die Forchungstätigkeit des Lehrstuhls für Betonbau — Abteilung Bautechnik, Technische Hochschule Cluj und der Clujer Abteilung des INCERC konzentrierten sich in den Jahren 1968 und 1969 auf die Erzeugung von Sichtbetonen mit hochwertigen Aussenflächen.

Die Forschungen befassten sich hauptsächlich mit dem Rütteln des Betons: Prüfung der Grenzwerte innerhalb deren es noch möglich ist den Porenanteil an den Aussenflächen eines Sichtbetons herabzusetzen bei Verdichten des Betons durch Rütteln und Bestimmung der Faktoren die den Vorgang beeinflussen.

Die Autoren führen im Artikel die Bemerkungen und Schluss folgerungen vor die sich aus den Forschungen ergaben: daraufhin werden bestimmt die Grundlagen einer Bautechnologie spezifisch für die Erzeugung von Rüttelsichtbetonen mit hochwertigen unbearbeiteten Aussenflächen.

S. CRUCEANU: Rechnerische Grundlagen für annähernde Versuchsmodelle zur Erforschung des thermo- und hydrodynamischen Verhaltens von Warmluft Heiz- und Lüftungsanlagen

Versuchsmodelle von Warmluft Heiz- und Lüftungsanlagen dienen zur Bestimmung der Behaglichkeitsbedingungen in einem bestimmten Fall; es besteht ausserdem die Möglichkeit mehrere Lösungen gleichzeitig zu prüfen am auf dieser Weise die optimale Lösung zu wählen und Versuchsmodelle anzuwenden um gewisse theoretische Betrachtungen experimentell zu prüfen oder experimentell begründete Schlussfolgerungen zu ziehen.

Untersuchungen auf Versuchsmodelle durchgeführt führten zu einigen bedeutenden Schlussfolgerungen die erfolgreich bei der Bemessung und im Betrieb der Anlagen angewandt werden konnten.

Der Artikel befasst sich mit den rechnerischen Grundlagen von annähernden Versuchsmodellen für thermo- und hydrodynamische forschungen bei denen angenommen wird das der Wärmeaustausch durch freie Konvektion vor sich geht; es werden berücksichtigt die jüngsten Ergänzungen und Errungenschaften auf diesem Gebiet und es wird vorgeführt ein originelles Verfahren für den Fall der Zwangkonvektion selbstverständig unter Berücksichtigung der Auftriebkräften. Ausserdem wird angegeben ein Verfahren zur Bestimmung der Blase- und Saugtemperaturen der Luft am Versuchsmodell.

J. SITARU, Einschränkung des Lärmniveaus im Installationswesen

Gleichviel ob die städtischen Wohnviertel ausserhalb der Lärmzonen gelegen sind, konnte man trotzdem feststellen dass in den Wohnblocks selbst genügend Installationen und Anlagen verbleiben die Lärmquellen bilden.

Der Artikel befasst sich ausschlisslich mit dem Lärm von Sanitärinstallationen und mit den Möglichkeiten über die man verfügt ihn herabzusetzen.

E. V. DIMITRIU-VÎLCEA, GH. PETRESCU: Einiges über den Einfluss der Sonnenstrahlung auf Dachkonstruktion mit Wasserdichtung unmittelbar auf die wärmeisolierende Schicht aufgebracht

Die Autoren machen bekannt die Ergebnisse von experimentellen Forschungen betreffend das Verhalten von Flachdächern mit hochwertigen wärmeisolierenden Baustoffen be deckt und dem Einfluss der Sonnenstrahlen ausgesetzt.

Besondere Achtung schenkte man der Amplitude des Wärmestosses infolge der Sonnenbestrahlung bei Dachkonstruktionen deren Wasserdichtungen unmittelbar auf leichte hochwertige wärmeisolierende Schichten (Schaumpolystyrol, Schaumbeton) aufgebracht sind oder auch mit verschiedenen Schutzschichten (Sand oder Kies, farbige Anstriche, Aluminiumfolien u.a.m.) vorgesehen sind.

Der Artikel enthält einige theoretische Angaben über die Sonnenbestrahlung auf das Klima Rumäniens angewandt, Ergebnisse von Forschungsarbeiten betreffend Reflexionsziffern und Temperaturwerte an der Oberfläche der wasserdichtenden Schichten; derartige Angaben sollen der Berechnung von Flachdächern dienen unter Berücksichtigung der Sonnenbestrahlung und aufgrund der Dämpfung der Aussentemepraturwellen im Inneren der Dachkonstruktion.

Im Abschluss kommen noch einige Schlussfolgerungen betreffend Gestaltung dun optimale Lösungen für Schutzschichten unter Berücksichtigung der gegenwärtigen Anwendungsmöglichkeiten in Rumänien.

S. GH. PANĂ, D, D. IVAN: Zur Anwendung von nichtgestützten Reduktoren bei der Gestaltung von Maschinen für die Baustoffindustrie

Aufgrund der Vorteile die sich ergeben bei der Anwendung von nichtgestützten Reduktoren für eine befriedigente Aufnahme der Stosswirkungen die auftreten beim Anfahren von Industriemaschinen sowie bei Belastungsschwankungen im Betrieb, haben die Autoren einige Grundsätze abgeleitet die als Grundlage dienen könne für eine erweiterte Anwendung derartiger Reduktoren bei der mechanischen Betätigung von Mittel- und Grossmaschinen, u.zw. bei der Gestaltung von Drehtrommeln in der Baustoffindustrie.

СОДЕРЖАНИЕ

Д. ДУМИТРЕСКУ, ШТ. ПОПЕСКУ, И. АНАСТАСИУ: Копёр из бетона и металла в городе Парошень

В статье представленно решение, предложенное авторами для копра угольной шахты, используемый для вертикального транспорта материалов, людей и пустых пород. Высота вышки 40,00 м межуд рудным двором и осью шкивов, а общая высота составляет 45,00 м.

Горизонтальное сечение вышки задумано на две вертикальные оси для транспорта и лестницы, ведущей к шкивам.

Центральный корпус состаоит из железобетонной трубы — кессона, возведенного в скольсящей опалубке, а раскос — металлический.

Условия, диктуемые местом расположения, технологией добычи углия и организацией автоматического оборота снаружи, прибели к осуществлению такого смешанного решения имеющего следующие характеристики: собственно корпус копра — в виде кессона; раскос — металлический, клиноподобный, отличается от обычных, классических, имеющих вид трапеции, большее основание которой находится на поверхности земли; совместная пространственная работа — копёр-раскос.

Такой вид решения помогает оптимальным нагрузкам и размерам сечений, что достигается пространственной общей работой при выгодных технико-экономических показателях.

Работа сдана в эксплуатацию и соотстветствует всем запроектированным параметрам.

✓ **Г. ЛИСС, АЛ. ГЕДЕРИМ: Технико-экономические аспекты осуществления каналов для теплофикации в Бухаресте**

В Бухаресте, все новые жилые микро-районы и часть промышленных объектов снабжаются теплом от теплофикационной сети.

В недалёком будущем, такой способ снабжения тепловой энергией будет представлять значительный вес в объёме капиталовложений. Согласно с этим возникла необходимость разработать для этих работ по возможности более экономный способ производства работ, который требовал бы малую затрату труда и дефицитных материалов.

В статье авторы описывают решение, к которому они пришли проектируя каналы из сборных элементов.

Е. БЕИЮ, П. ПОПА: Видимые высококачественные бетонные необработанные поверхности Влияние на уплотнение вибрированием

Вопрос качества видимых необработанных поверхностей бетона на уровне повышенных требований, состабил задачу исследований, проведенных в 1968—1969 годах Кафедрой железобетонных зданий и сооружений Политехнического Института и Секцией ИНЧЕРК в Клуже.

Исследования были направлены к изучению вибрирования бетона наблюдая за пределами, при которых можно получить, благодаря вибрации, снижение процента пор на видимой поверхности бетона, установив, таким образом, влияющие на этот аспект факторы и степень влияния каждого в отдельности.

В статье описаны наблюдения, произведенные при экспериментах, выводы, сделанные на этом основании, и уточнены технологические элементы, характерные видимым бетонным повехностям р высшего качества.

С. КРУЧАНУ: Основы расчёта приблизительного теплового и гидродинамического моделирования вентиляции и отопления тёплым воздухом

Моделирование оборудования для вентиляции и обогревания тёплым воздухом применяется как для определения условий комфорта ,для определённого случая — существует возможность экспериментировать несколько решений для выбора оптимального — так и как метода экспериментального исследования, применяемого для проверки некоторых теоретических соображений или при разработке выводов, основанных на экспериментальных данных.

Эксперименты, проведенные на моделях привели к ряду важных заключений, которые с успехом были применены при проектировании и эксплуатации оборудований.

В статье указаны основы расчёта для термического и гидродинамического приблизительного моделирования, когда обмен тепла происходит при помощи свободной конвекции с уточнениями и пополнениями, приведенными на сегоднешний день, в этой области, а также и основу собственного расчёта для случая форсированной конвекции с учётом вертикальных подъёмных сил. В статье указан также способ определения температур, выдувания и поглощения воздуха в модели.

✓ **Ж. СИТАРУ: Уменьшение шумов, производимых сантехническим оборудованием зданий**

Несмотря на то, что в городах жилые микрорайоны расположены вне шумных зонах, констатированно, что существуют источники шума непосредственно в жилых зданиях, а именно:сантехническое оборудование.

Меры предохранений от шума весьма полезны, так как современные исследования доказали, что звуковые вибрации служат причиной различных органических недугов.

В статье рассматривается лишь проблема шумов, производимых сантехническим оборудованием зданий и средств, при помощи которых достигается их снижение.

✓ **Е. ДИМИТРЕСКУ-ВЫЛЧЕА, Г. ПЕТРЕСКУ: Некоторые аспекты, касающиеся влияния солнечного излучения на покрытия, в которых гидроизоляционный слой нано сится непосредственно на теплоизоляцию**

Авторы представляют результаты экспериментальных испытаний над поведением плоских крыш, изолированных высококачественными теплоизоляционными матеруалами, под воздействием солнечного излучения.

Особое внимание было уделено аспектам, связанным с амплитудой теплового шока, производимого солнечным излучением на структуры, в которых гидроизоляция находится непосредственно на лёгкой термически эффективной теплоизоляции (ячеистый полистирол, автоклавный ячеистый бетон) и покрыта различными предохранителями (слои песка или гравия, плёнки различных цветов красок, тонкие листы алюминия и тому подобные).

В статье приведены некоторые теоретические данные относительно солнечного излучения, применительно к климату С. Р. Румыния, результаты испытаний, касающиеся отражений и температур на поверхности гидроизоляций, которые применяются при назначении размеров структур плоских покрытий, при их расчёте на влияние солнечного излучения, основанного на замирании в теле тепловых внешних волн.

В заключении представленны некоторые выводы, относительно компановки и оптимальных решений защиты, позволяющие использовать их в условиях С. Р. Румыния.

С. Г. ПАНЭ, Д. Д. ИВАН: О применении неопёртых редукторов в машиностроении для промышленности строительных материалов

Исходя из преимущества использования неопёртых редукторов, которые, в хороших условиях, перенимают возникающие при пуске в ход промышленных машин удары, а также и возникающие вследствие изменения нагрузок во время функционирования, авторы представляют некоторые элементы, которые могут служить основой исхода расширения использования в большем масштабе таких редукторов, при механических приводах средних и больших сил, с применением при строении вращающихся барабанов, для индустрии строительных материалов.

TURN DE EXTRACȚIE CU STRUCTURĂ MIXTĂ DIN BETON ȘI METAL LA PAROȘENI

Ing. **Dinu Dumitrescu,**
ing. **Șt. Popescu,**
arh. **I. Anastasiu**

I. INTRODUCERE

În cadrul noii incinte pentru extracția cărbunelui de la Paroșeni, printre obiectivele principale ale acesteia, au fost realizate în cursul anului 1969 turnul și instalația de extracție ale puțului auxiliar *.

Acest turn servește la extracția sterilului și la transportarea materialelor și personalului în subteran.

Transportul se realizează pe două ramuri în felul următor :

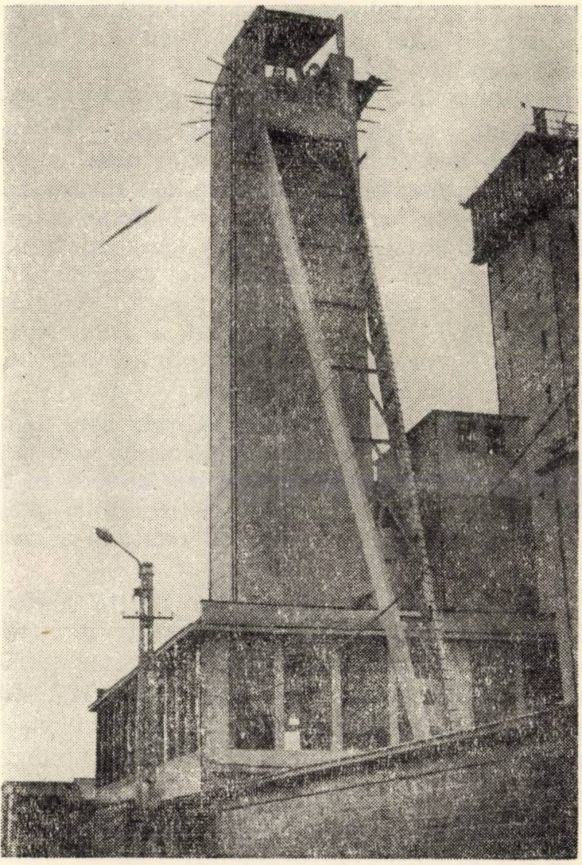
— pe o ramură cu colivie basculantă bietajată, cu două vagonete pe etaj, se transportă personal, materiale și lemn de mină, între orizonturile inferioare și rampa puțului de la suprafață (±0,00) ;

— pe a doua ramură cu skip-colivie se face extracția sterilului și transportul personalului între orizonturile inferioare și cota (+ 23,80 m) de descărcare în silozul stației de funicular adiacent acestuia.

Raza de acțiune a turnului în subteran este de aproximativ 490 m, măsurată între cota rampei puțului de la suprafață (±0,00) și cota rampei celui mai de jos orizont.

Turnul fiind acționat la sol de o mașină de extracție 2T — 3,5 — 1,7 — 13 este de tipul *turn cu contrafișe,* fiind echipat în acest scop cu două molete ∅ 3 000 mm și cablu 47 — 6 × × 37 — 160 A cu greutatea 7,98 kg/m.

Elementele geometrice au fost stabilite în funcție de datele tehnologice caracteristice condițiilor de lucru, rezultînd : înălțimea turnului între cota + 0,00 (rampă) și axul moletelor de 40,0 m; secțiunea în plan de 6,55 × 5,40 m, în funcție de compartimentarea secțiunii de extracție a puțului și de normele în vigoare pentru diferite servituți (fig. 1, 3).



Vedere de ansamblu dinspre contrafișe

---

* Proiect elaborat în cadrul IPROMIN. Execuția T.C.M.M.

II. DESCRIEREA SOLUŢIEI ADOPTATE

Turnul de extracţie este o structură complexă compusă din trei elemente distincte: corpul turnului propriu-zis, capul turnului şi contrafişa.

Corpul turnului are dimensiunile laturilor în plan de 6,55 × 5,40 m, care reprezintă însumarea suprafeţelor funcţionale curente, formate din cele două secţiuni de extracţie (colivie + + skip), compartimentul pentru circulaţie şi spaţiul scării de acces la nivelul + 40,0 m (molete). Planşeul moletelor, situat la nivelul + 40,0 m, închide secţiunea tubulară, cu excepţia golurilor lăsate pentru casa scării şi a fantelor pentru trecerea moletelor şi cablurilor. Acest planşeu este, la rîndul său, închis şi acoperit, creîndu-se astfel, în capul turnului, spaţiul destinat aparatelor de ridicat pentru montaj şi întreţinere. Pe una din laturile interioare ale tubului, între două coaste, care se desfăşoară pe toată înălţimea, este montată scara de acces în turn. Pe celelalte două laturi opuse (I — III) şi perpendiculare pe axul de extracţie al puţului, între cota ± 0,00 şi + 8,00, sînt prevăzute două goluri necesare montajului coliviei şi circuitului automat al vagonetelor.

Forma şi dimensiunile au impus de la început o structură spaţială tubulară alcătuită din diafragme rectangulare dispuse perimetral, creîndu-se posibilitatea de execuţie în cofraj glisant (fig. 1,3).

Planşeul moletelor (cota + 40,0 m) şi corpul turnului (+ 45,0 m) sînt turnate din beton armat monolit, folosind în acest scop grinzile planşeului avînd funcţiunea de grinzi-tampon.

Contrafişa turnului este elementul principal care preia forţa rezultantă din eforturile de tensiune ale cablurilor de extracţie. Structura metalică a contrafişei, în formă de pană, este o grindă cu zăbrele în sistem „K". Această formă şi structură au fost alese ca o consecinţă a condiţiilor de amplasament impuse de circuitul automat C.F.I. la gura puţului, a tehnologiei de execuţie, precum şi a termenului scurt de montaj şi de dare în exploatare.

Geometria construcţiei cu zăbrele este variabilă în ambele planuri, dimensiunile secţiunii crescînd în planul contrafişei de la 0,80 m la 4,55 m, iar în planul montanţilor de la 0,80 la 1,60 m; lungimea totală a contrafişei este de 37,80 m.

Alcătuirea barelor a fost proiectată astfel: cei doi montanţi principali concurenţi, în formă de pană, sînt grinzi compuse, cu inimă plină, din platbande sudate; zăbrelele „K" din corniere duble cu guseuri, iar ultimul tronson inferior, de 6,80 m, din platbandă găurită (fig. 1).

Panourile au fost concepute astfel încît să satisfacă următoarele deziderate: să se poată realiza tronsonarea ansamblului, să se poată realiza constructiv nodurile, să se obţină bare de egală rezistenţă la încovoiere.

Prinderea contrafişei de turn se face prin intermediul unei grinzi „T" întoarsă, turnată monolit o dată cu planşeul de la nivelul +40,0 m, prin fixare cu buloane ∅ 40 mm de înaltă rezistenţă, montate în nişe vizitabile, special amenajate, utile atît montajului iniţial, cît şi întreţinerii ulterioare (fig. 1, 3).

Elemente constructive anexe

Pentru accesul personalului de întreţinere la planşeul moletelor (nivel + 40,0 m), o dată cu glisarea turnului s-au glisat două coaste, care închid casa scării în care s-a montat o scară metalică alcătuită din rampe şi podeste.

În scopul montării moazelor, ghidajelor şi a lagărelor pentru molete s-au fixat în corpul betonat, în timpul glisării, platbande cu praznuri şi respectiv buloane de fundaţie.

Pentru ridicarea moletelor în turn, în vederea montajului, s-a prevăzut la nivelul +40,0 m o consolă cu fantă pentru ghidare şi trecere, iar în cadrul din capul turnului, o grindă monorai pentru aparatul de ridicat (fig. 3).

Pe consolele grinzilor-tampon au fost montate patru lagăre pentru axele scripeţilor diferenţiali, utili ridicării şi fixării contrafişei de turn.

Fundaţii

O particularitate a acestui turn de extracţie o constituie şi sistemul de fundare.

Avînd în vedere stratificaţia terenului pe primii 15,0 m de la suprafaţă în care se întîlneşte, de la cota — 7,0 m, marna compactă caracteristică pentru Valea Jiului, s-a ajuns la adoptarea soluţiei de fundare a corpului vertical din beton armat al turnului direct pe inelul superior al puţului.

În acest scop, inelul, executat din beton slab armat, a fost încastrat în marnă cca 5,0 m (cota — 12,0 m), cotă la care s-a prevăzut şi evazarea lui spre exterior pînă la o grosime a betonului de 1,50 m.

Soluţia asigură o transmitere clară a sarcinilor verticale şi o bună încastrare a turnului în teren.

Fundaţia independentă a contrafişei metalice, a cărei capacitate portantă este de a prelua şi sarcinile excepţionale, concepută în ideea unei fundaţii rigide şi uşoare (cu gol), cu suprafaţă mare de rezemare, evită de asemenea posibilităţile de tasare, adîncimea de fundare fiind stabilită pe stratul de prundiş, care se găseşte la —5,0 m de la nivelul terenului amenajat.

Comparînd sistemul de fundare adoptat cu soluţia des întîlnită a executării unor fundaţii independente, proprii turnului, se evidenţiază, pe

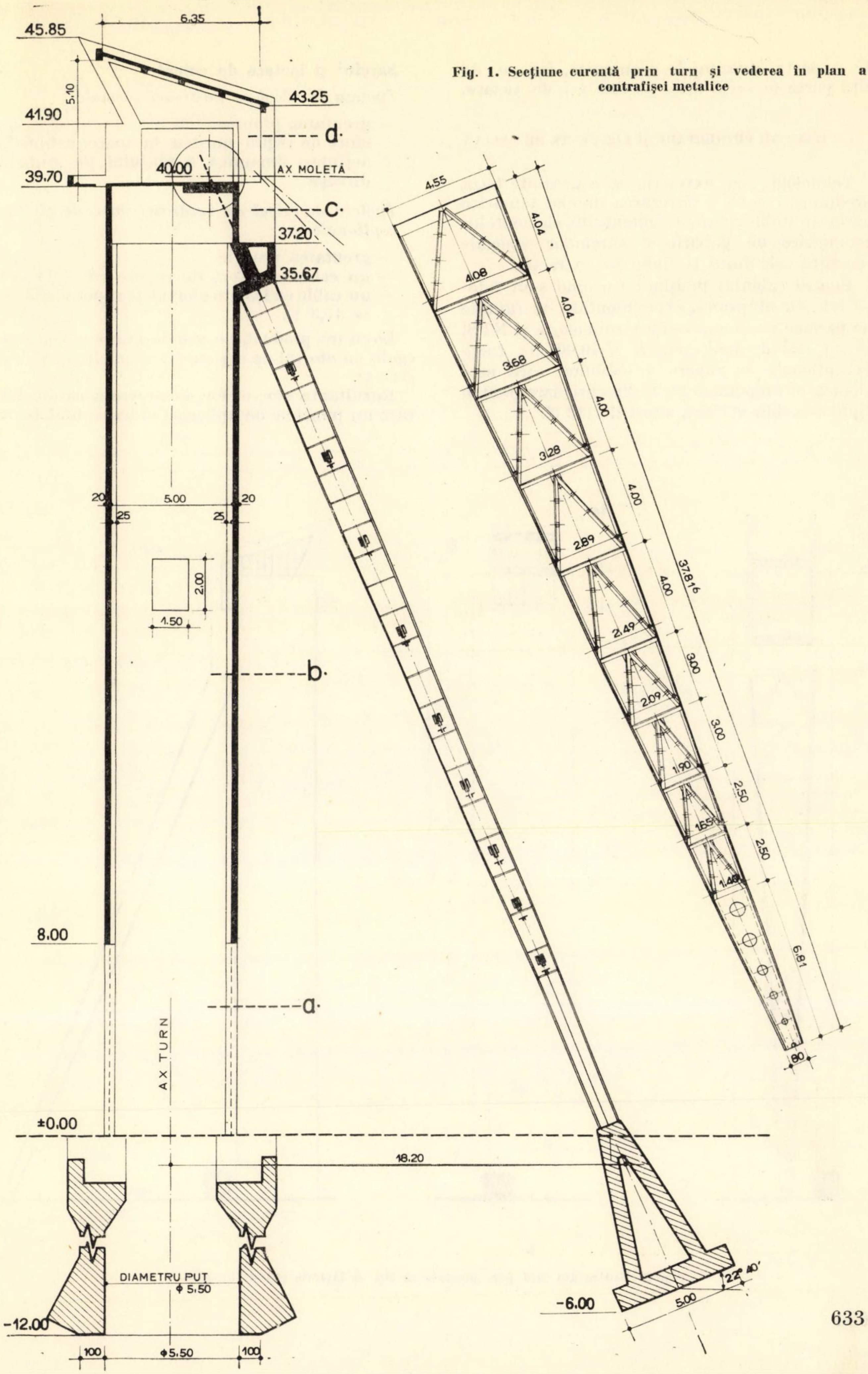

45.85
6.35
5.10
43.25
41.90
d·
40.00
AX MOLETĂ
39.70
c·
37.20
35.67
20
5.00
20
25
25
2.00
1.50
b·
8.00
a·
AX TURN
±0.00
18.20
DIAMETRU PUȚ
ϕ 5.50
-12.00
100
ϕ 5.50
100
-6.00
5.00
22° 40′
4.55
4.04
4.08
4.04
3.68
4.00
3.28
4.00
2.89
37.816
4.00
2.49
3.00
2.09
3.00
1.90
2.50
1.65
2.50
1.48
6.81
80

Fig. 1. Secțiune curentă prin turn și vederea în plan a contrafișei metalice

de o parte, avantajele economice, iar pe de altă parte se evită orice posibilităţi de tasare.

III. DATE DE PROIECTARE ŞI ELEMENTE DE CALCUL

Tehnologia de extracţie a constituit baza preliminară pentru furnizarea datelor tematice necesare stabilirii amplasamentului, elementelor geometrice de gabarit şi sarcinilor speciale specifice calculului turnului de extracţie.

Pentru calculul înălţimii turnului s-au folosit relaţiile obişnuite, experimentale, în funcţie de parametrii de exploatare, tehnologie şi NTS, şi s-a stabilit înălţimea $H = 40{,}00$ m; forţa excepţională de rupere a cablului, care este elementul preponderent în dimensionare pentru tipul de cablu utilizat, a fost de 112 tf.

Sarcini şi ipoteze de calcul

Ipoteza de calcul cu încărcări normale

- greutatea proprie
- efort de regim normal în toate cablurile
- acţiunea dinamică a vîntului pe ambele direcţii

Ipoteza de calcul cu încărcări normale şi excepţionale

- greutatea proprie
- un cablu cu efort de rupere ($S = 112$ t)
- un cablu cu 1/3 din efortul de rupere ($S/3 = 37{,}3$ t).

Lovitura produsă pe grinda-tampon s-a luat egală cu efortul de rupere dintr-un singur cablu (112 t).

Rezultanta eforturilor de rupere a cablurilor care au punctele de aplicaţie în axele moletelor

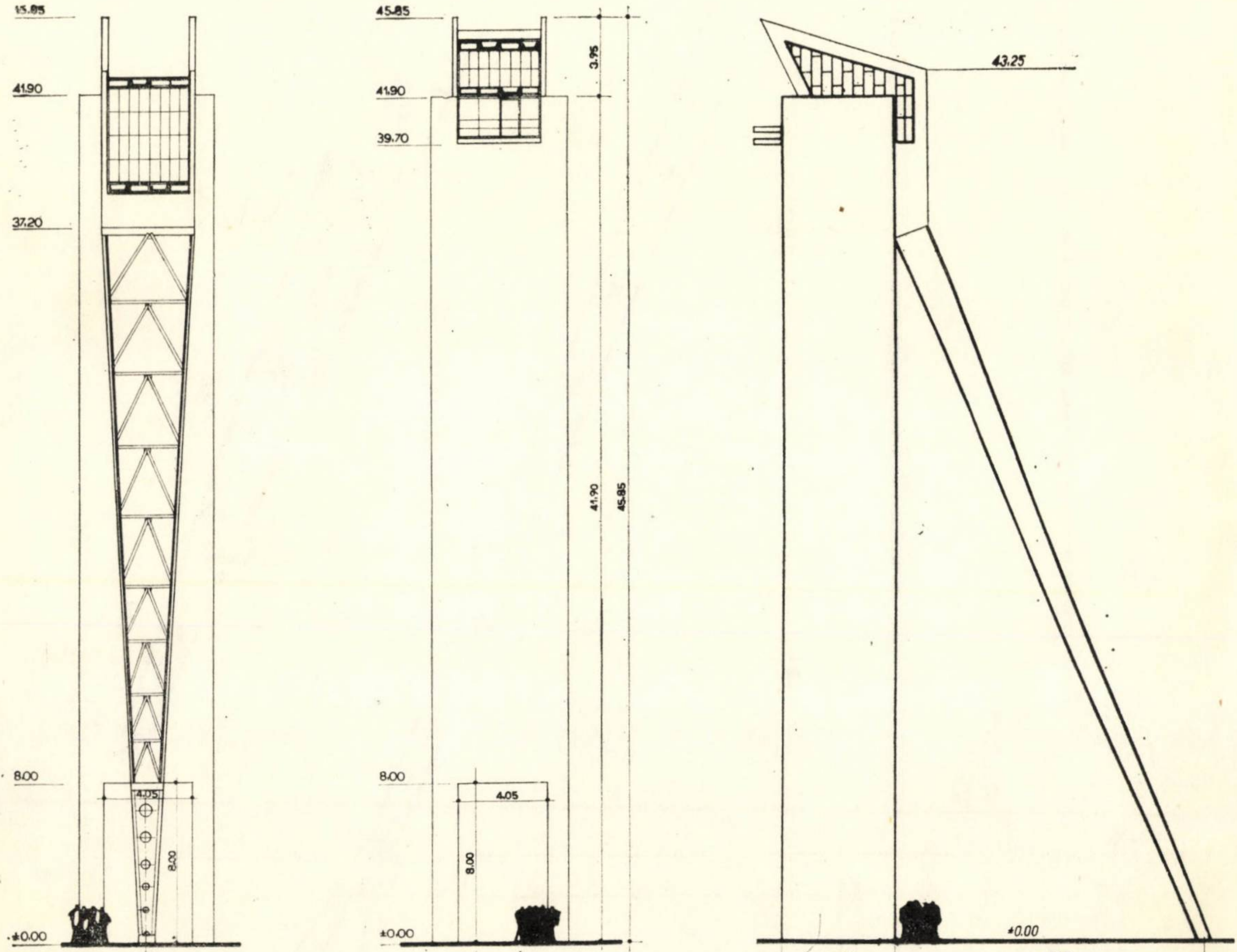


Fig. 2. Vedere din faţă (a), posterioară (b) şi laterală (c) a turnului

(fig. 4) se compune din tensiunile celor două cabluri S_1, respectiv S_2, şi este de forma :

$$R = 1{,}41\, S\sqrt{1 + \cos\beta}.$$

O particularitate a amplasării contrafişei turnului în plan vertical este ca aceasta să coincidă cu direcţia rezultantei eforturilor de tensiune.

Contrafişa s-a calculat conform schemei de încărcare din figura 5 pentru un efort de compresiune din R_1 şi R_2 şi eforturi în barele din planul contrafişei, produse de excentricitatea punctului de aplicaţie al rezultantei R_2 faţă de axul de simetrie al acesteia.

Ansamblul turn-contrafişe reprezintă treapta a doua de calcul. Din conlucrarea acestor două elemente structurale din materiale neomogene se desprind următoarele aspecte :

— din cauza deformaţiilor elastice ale contrafişei, o parte din reacţiunea V_B este preluată de turn ;

— componenta orizontală H a reacţiunii V_B, aplicată în centrul de greutate „O" al secţiunii orizontale a turnului la nivelul planşeului moletelor (+ 40,0 m), produce o deplasare şi o rotaţie θ sub acţiunea cuplului H_d (fig. 6,7) ;

— structura tubulară-rigidă a turnului, preluînd integral efectul de torsiune produs de forţele excentrice, a permis realizarea contrafişei în formă de pană.

Ecuaţia de deplasări pentru schema statică din figura 8 este :

$$X\delta_{11} - \delta_{1g} = -\Delta_1$$

unde :

$\Delta_1 = \dfrac{Xl_c}{E_cA_c}$ este deplasarea după direcţia X

$\delta_{11} = \dfrac{i}{E_bI_b}\displaystyle\int_0^l m^2\,ds$ — deplasarea după direcţia X a forţei virtuale $X = 1$ t

$\delta_{1g} = \dfrac{i}{E_bI_b}\displaystyle\int_0^l Mm\,ds$ — deplasare după direcţia X a sarcinii de calcul (P)

în care

$$X\delta_{1i} - \delta_{1g} = -\frac{Xl_c}{E_cA_c} \text{ şi } X = \frac{\delta_{1g}}{\delta_{11} + \dfrac{lc}{E_cA_c}}$$

Înlocuind în ecuaţie valorile expresiilor de mai sus, obţinem :

$$X = \frac{\dfrac{1}{E_bI_b}\displaystyle\int_0^l Mm\,ds}{\dfrac{1}{E_bI_b}\displaystyle\int_0^l m^2\,ds + \dfrac{1}{E_cA_c}}.$$

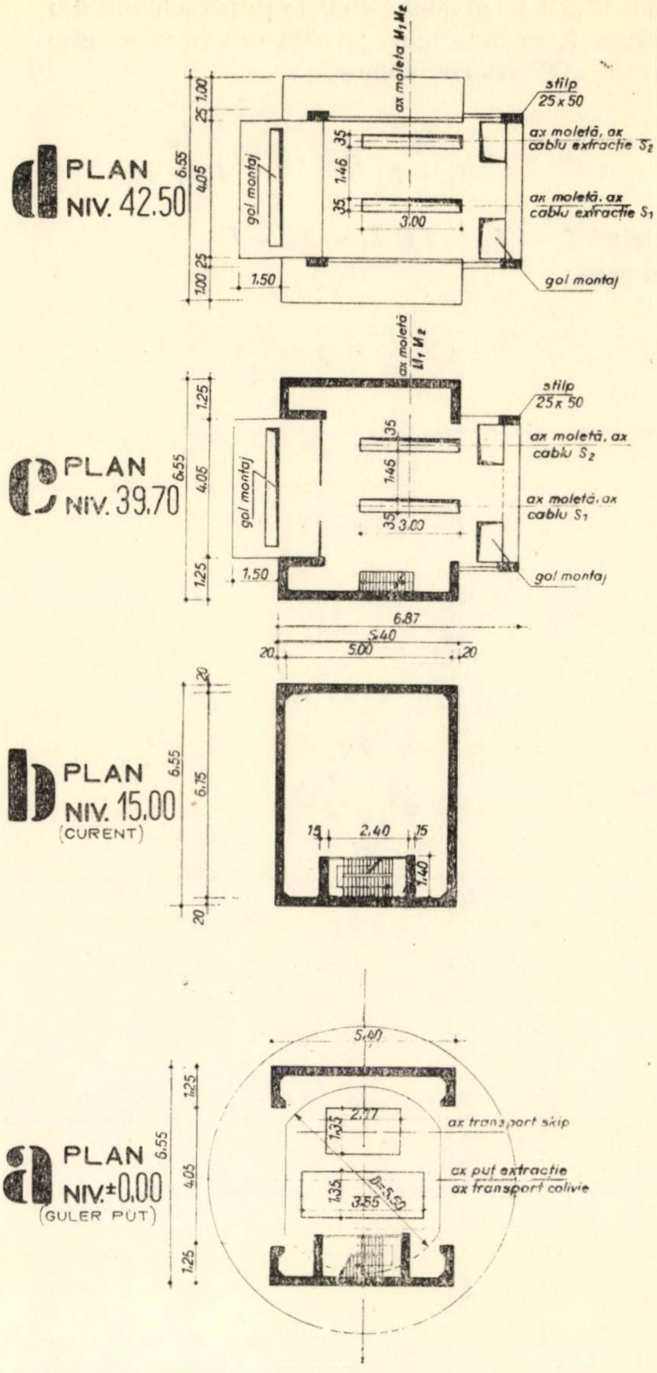

PLAN
NIV. 42.50
ax moletă M_1, M_2
stîlp 25 x 50
ax moletă, ax cablu extracţie S_2
ax moletă. ax cablu extracţie S_1
gol montaj
gol montaj
6.55
1.00
25
4.05
1.46
35
35
3.00
25
1.00
1.50
PLAN
NIV. 39.70
ax moletă M_1, M_2
stîlp 25 x 50
ax moletă, ax cablu S_2
ax moletă, ax cablu S_1
gol montaj
gol montaj
6.55
1.25
4.05
1.45
35
35
3.00
1.25
1.50
6.87
5.40
5.00
20
20
PLAN
NIV. 15.00
(CURENT)
6.55
6.15
20
20
15
2.40
15
1.40
PLAN
NIV. ±0.00
(GULER PUŢ)
5.40
6.55
1.25
4.05
1.25
2.27
1.35
1.35
3.55
D=5.50
ax transport skip
ax puţ extracţie
ax transport colivie

Fig. 3. Secţiuni curente orizontale şi planuri la diferite niveluri tehnologice

Integrînd diagramele suprafeţelor $\int Mm\,ds$ şi $\int m^2\,ds$ rezultă valoarea necunoscutei $X = 154$ t.

Efectuînd diferenţa între reacţiunea V_B şi forţa X, preluată de contrafişe, rezultă componenta H aferentă turnului, din efortul de rupere a cablului (fig. 6)

$$V_B - X = 46 \text{ t, iar } H = 17{,}5 \text{ t.}$$

Pentru calculul eforturilor în diafragme din deformaţia produsă de forţa excentrică

$H=17{,}5$ t la nivelul $+40{,}0$ m după schema din figura 7, se determină poziția centrului de greutate „O" cu coordonatele:

$$X_o = \alpha \frac{I_2}{I_1 + I_2} \text{ și } Y_o = \beta \frac{I_4}{I_3 + I_4}$$

făcînd $I_1 = I_2 = I$ și $I_3 = I_4 = I'$ în care:

$$\alpha = \frac{I}{2} \text{ și } \beta = \frac{I'}{2}$$

eforturile în diafragme devin:

$$R_1 = H\left[\frac{1}{2} - \frac{d}{a + \frac{b^2}{a}\cdot\frac{I'}{I}}\right];$$

$$R_2 = H\left[\frac{1}{2} + \frac{d}{a + \frac{b^2}{a}\cdot\frac{I'}{I}}\right];$$

$$R_3 = -R_4 = H\left[\frac{d}{b + \frac{a^2}{b}\cdot\frac{I}{I'}}\right].$$

Acțiunea dinamică a vîntului are efect major asupra diafragmelor I — III.

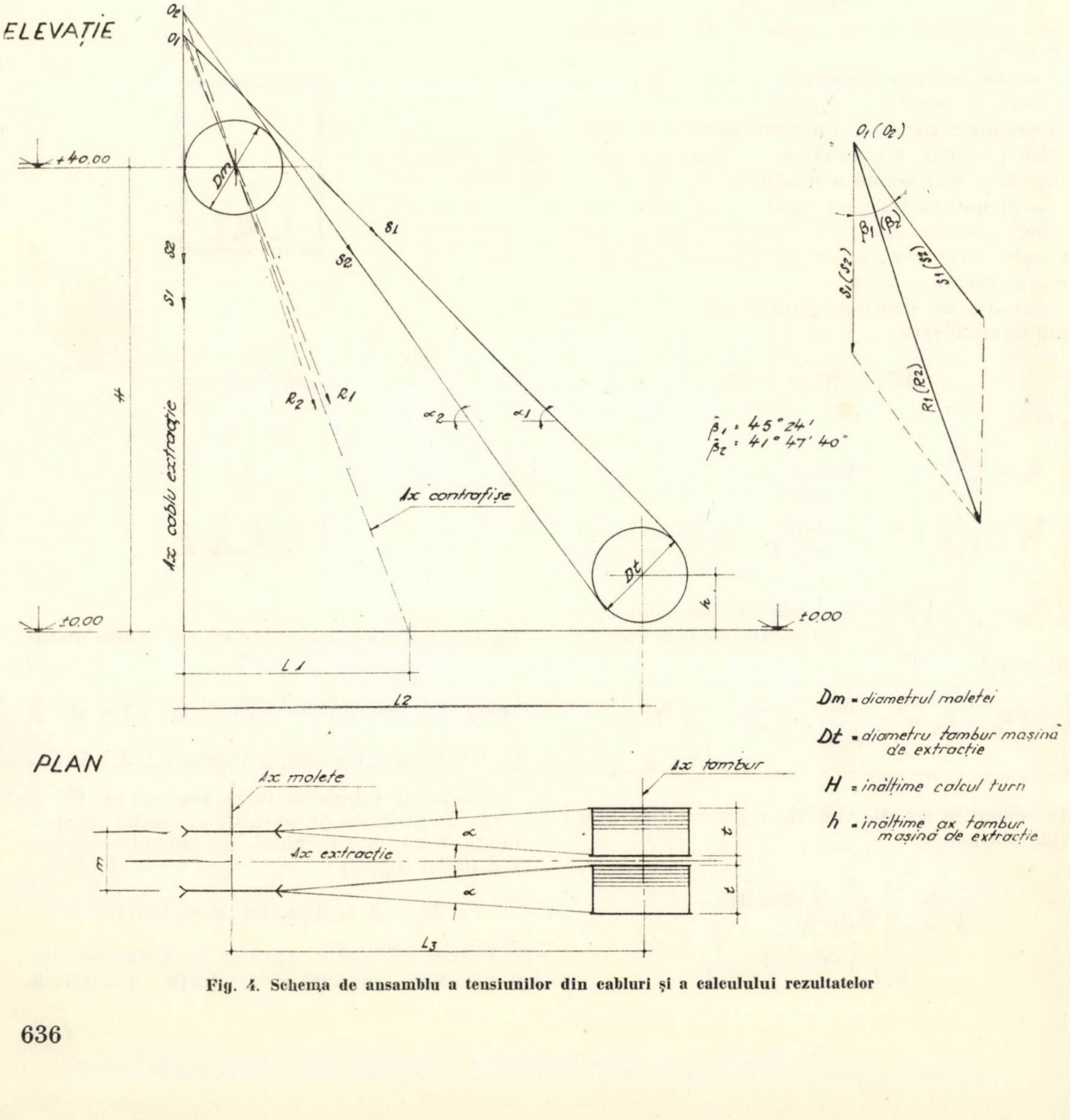

ELEVAȚIE
O_2
O_1
+40,00
Dm
S1
S2
S1
S2
H
Ax cablu extracție
R2
R1
α_2
α_1
Ax contrafișe
Dt
h
±0,00
±0,00
L1
L2
$O_1(O_2)$
β_1
(β_2)
$S_1(S_2)$
$S1(S2)$
R1 (R2)
β_1 = 45°24'
β_2 = 41°47'40"
PLAN
Ax molete
Ax tambur
Ax extracție
α
α
m
t
t
L3
Dm - diametrul moletei
Dt - diametru tambur mașină de extracție
H = înălțime calcul turn
h - înălțime ax tambur mașină de extracție

Fig. 4. Schema de ansamblu a tensiunilor din cabluri și a calculului rezultatelor

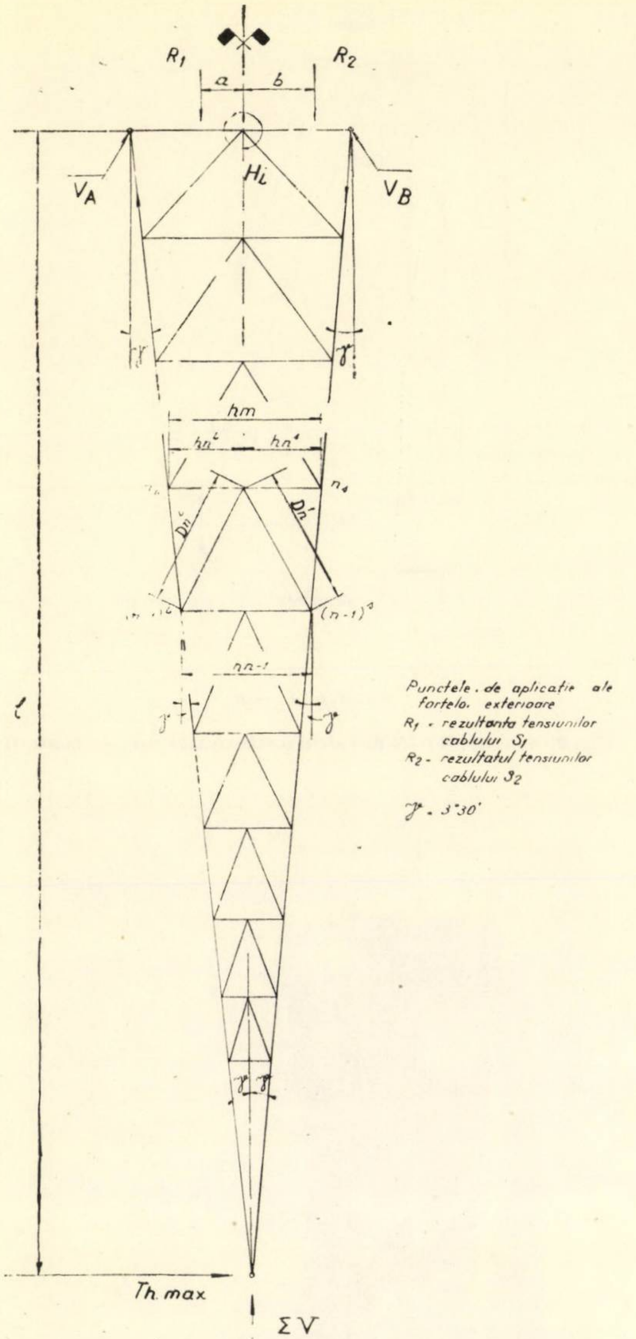

R₁
R₂
a
b
Hi
V_A
V_B
γ
γ
hm
hn
hn
n₁
Dn
Dn
(n-1)
hn-1
l
γ
γ
γ γ
Th max
ΣV
Punctele. de aplicatie ale fortelo. exterioare
R₁ - rezultanta tensiunilor cablului S₁
R₂ - rezultatul tensiunilor cablului S₂
γ - 3°30'

Fig. 5. Schema de calcul a contrafișei metalice

Din cauza golurilor create în diafragmele I și III între cota $\pm 0{,}00$ și $+ 8{,}00$ m acestea vor fi calculate cu efect de cadru (fig. 9).

Pentru calculul presiunii dinamice a vîntului s-a folosit relația:

$g_v = \frac{\rho_v^2}{2}$ kg/m² care, în funcție de perioada oscilațiilor proprii ale turnului de forma:

$$T = ch^2 \sqrt{\frac{A\gamma}{E \cdot I \cdot g}},$$

se amplifică cu un coeficient aerodinamic k, rezultînd $pv = k \cdot gv$.

Tabelă cu eforturi axiale în diafragme

Diafragma	Ipoteza de încărcare						Obs.
	Greut. proprie (t)		Eforturi cumulate din deformații (t)		Eforturi din vint (t)		
	−	+	−	+	−	+	− +
I	160	—	24	24	38,5	38,5	Compresiune Tensiune
II	135	—	75	75	—	—	
III	160	—	28	28	38,5	38,5	
IV	135	—	75	75	—	—	

IV. DATE PRIVIND EXECUȚIA

Soluția proiectată a permis ca execuția să se realizeze de către *Trustul de construcții și montaje miniere* (T.C.M.M.) într-un timp redus, în cursul anului 1968 — 1969, astfel că în perioada de execuție a fundațiilor, glisării turnului și betonării planșeelor din beton armat monolit s-a confecționat în paralel contrafișa metalică, încît aceasta a putut fi montată imediat după terminarea betonării.

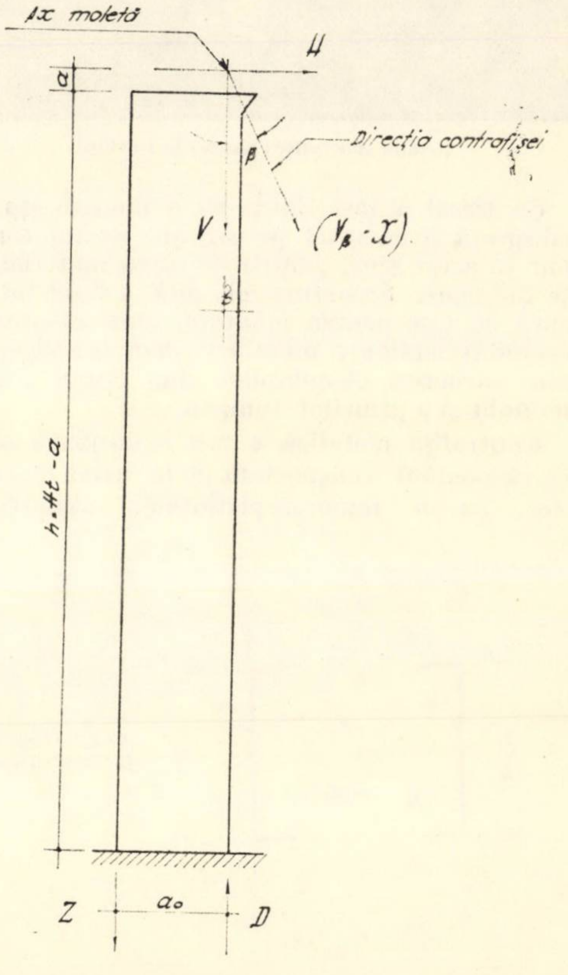
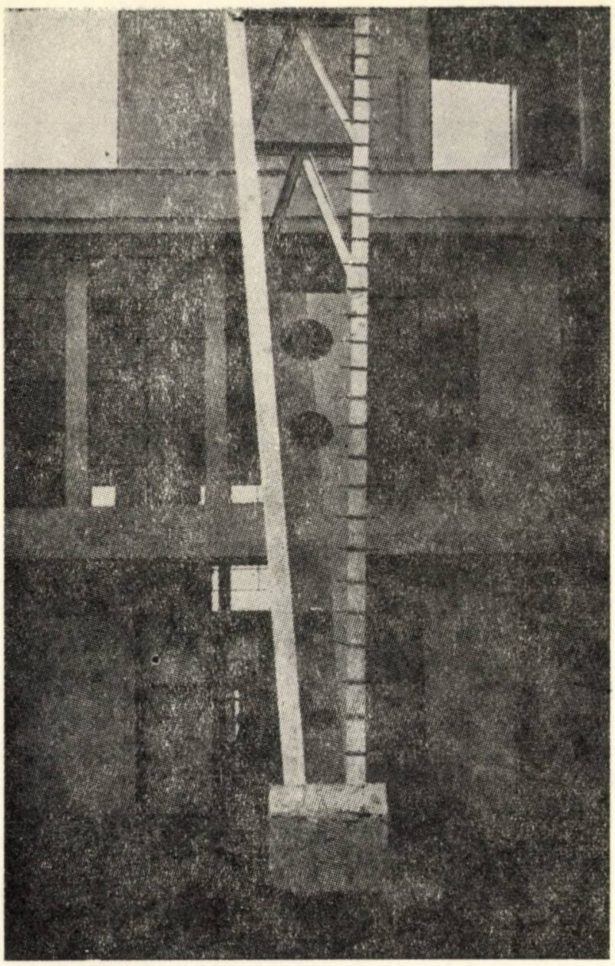

Ax moletă
H
a
Direcția contrafișei
β
V
(V_β · X)
h
h-Ht - a
Z
a₀
D

Fig. 6. Schema componentelor V și H pe diafragmele II — IV



Detaliu contrafișe: fixarea în fundație

Șantierul a fost dotat cu o macara ușoară, adaptată și montată pe cofrajul glisant conceput în acest sens, pentru ridicarea materialelor și betonare. Structura glisantă a fost prevăzută cu nișe pentru montajul unui planșeu — eșafodaj auxiliar, metalic — demontabil, pentru turnarea elementelor din beton armat monolit și a grinzilor tampon.

Contrafișa metalică a fost tronsonată astfel ca să poată fi transportată de la uzină pe șantier cu o remorcă-platformă, asamblarea

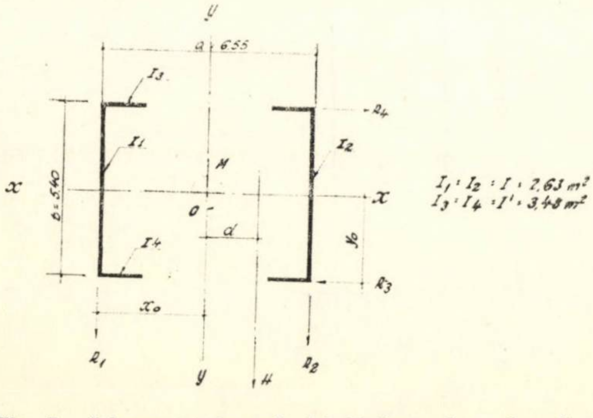

y
a = 6.55
I3
I1
I2
I4
R4
H
x
x
0
d
b = 5.40
y0
R3
x0
R1
y
H
R2
I1 = I2 = I = 2.63 m²
I3 = I4 = I' = 3.48 m²

Fig. 7. Schema pentru calculul diafragmelor sub acțiunea forței excentrice *H*

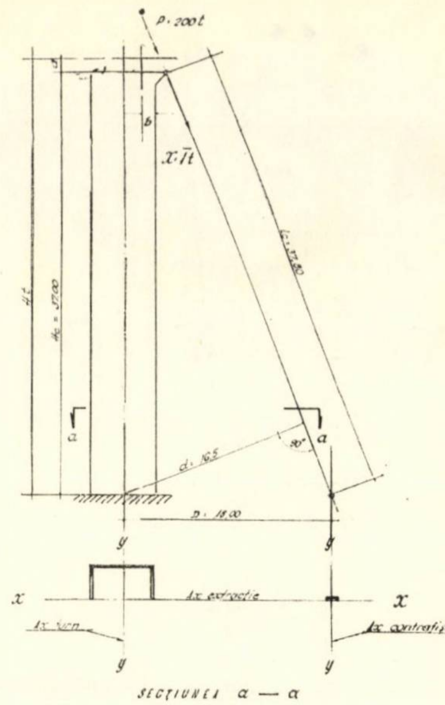
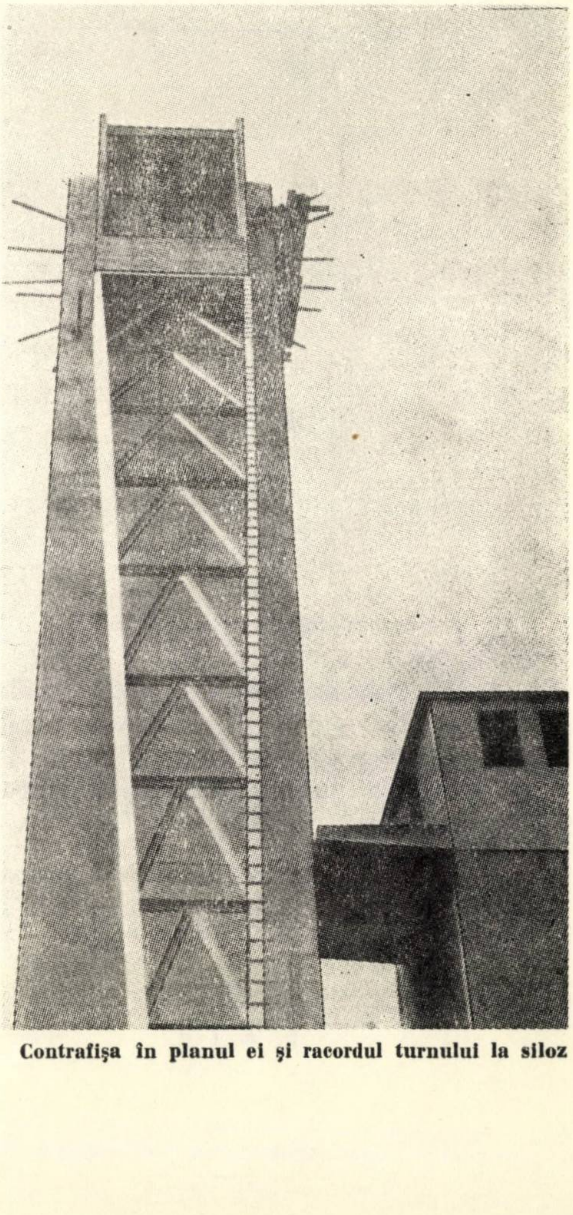

P = 200t
b
X = ?t
H = 42
hc = 37.00
a
a
90°
d = 16.5
D = 18.00
y
y
x
x
Ix extracție
Ix turn
Ix contrafișe
y
y
SECȚIUNEA a — a

Fig. 8. Schema statică de calcul a structurii turn + contrafișe



Contrafișa în planul ei și racordul turnului la siloz

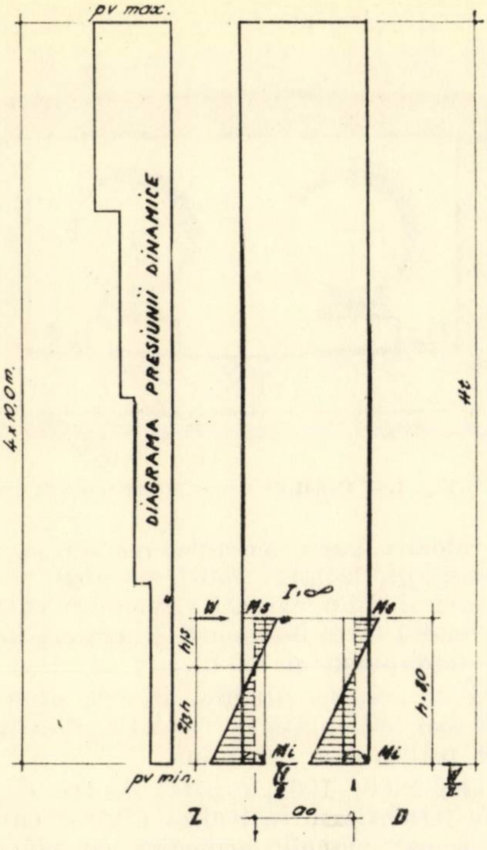


Fig. 9. Schema de calcul a diafragmelor I şi III sub acţiunea dinamică a vîntului

panourilor făcîndu-se la locul de montaj. Contrafişa gata asamblată s-a montat uşor, folosindu-se palane diferenţial montate chiar pe turn, în poziţiile stabilite în acest scop la proiectare.

CONCLUZII

Spre deosebire de structurile clasice ale turnurilor de extracţie, în care contrafişa este evazată la bază, pentru preluarea forţelor excentrice aplicate la nivelul planşeului moletelor, în soluţia prezentată, turnul, în formă de cheson, cu diafragme rigide, preia integral eforturile orizontale generate de acestea.

Această nouă structură contribuie la o solicitare optimă, prin conlucrarea spaţială a celor două elemente componente, mecanizarea şi industrializarea execuţiei aducînd evidente avantaje tehnico-economice.

Colaborarea pe parcurs cu executantul lucrării, constatările şi concluziile din timpul execuţiei, au confirmat justeţea soluţiilor adoptate.

Bibliografie

[1] Mateescu D. Dan: *Construcţii metalice speciale*. Bucureşti, Ed. Tehnică, 1962
[2] Mazilu Panait: *Statica construcţiilor*, vol. II. Bucureşti, Ed. Tehnică, 1959
[3] Peele R.: *Mining Engineer's Handbook*, vol. I
[4] Albigès M.M.: *Contreventement des bâtiments*. Ann. Inst. technique du bâtiment et des travaux publics, nr. 149, 1960.
[5] Witt P. H.: *Fördergerüste und Fördertürme aer Stahlbau*, vol. II. Stahlbau Verlag, 1957
[6] * * * *Stahl im Hochbau*. 12 Auflage, 1969, Verlag Stahleisen MBH, Düsseldorf,

---

UZINĂ MODERNĂ PENTRU FABRICAREA GEAMURILOR

În uzinele din Auvelais, aparţinînd societăţii Glaceries de Saint-Roch, a fost inaugurată o nouă instalaţie de fabricare a geamului de tipul „float glass".

Aici se fabrică 500 tone de geamuri pe zi. Procedeul „float glass" constă în turnarea sticlei topite pe o baie de cositor, topit şi el, în lungime de cca 60 m. Sticla capătă în mod firesc forma unei foi, ale cărei feţe sînt, pe de o parte, perfect lucioase, iar pe de alta, riguros paralele, fapt care îi conferă calităţile cerute.

Procedeul elimină operaţiile mecanice de şlefuire a geamului, ceea ce permite realizarea unei economii importante. În schimb el necesită concentrarea unor mijloace importante, astfel încît rentabilitatea depinde de dimensiunile uzinei.

Cuptorul are un volum de 2 400 t de sticlă topită. Costul instalaţiei a fost de 1,1 miliarde de franci belgieni. Proiectul a fost conceput în februarie 1968, realizarea pe şantier a început în octombrie 1968, iar uzina a intrat în funcţiune în februarie 1970. Ea este comandată de un ordinator şi deservită de 1 500 de muncitori şi aproape 500 de cadre superioare.

După „Belgique — Informations Economiques et Techniques", nr. 68/1970

ASPECTE TEHNICO-ECONOMICE LEGATE DE REALIZAREA CANALELOR DE TERMOFICARE DIN BUCUREŞTI

Ing. **Gerhard Liess**, ing. **Alex. Ghederim**
Inst. Proiect – Bucureşti

Termoficarea, ca principală posibilitate de alimentare cu energie termică a cartierelor şi a obiectivelor industriale, a fost introdusă în ţara noastră în anul 1955.

În oraşul Bucureşti, reţeaua existentă de termoficare alimentează cu energie termică toate cartierele noi de locuinţe şi o parte din obiectivele industriale, lungimea acestei reţele crescînd de la an la an în mod impresionant. Dacă în anul 1960 lungimea reţelei de termoficare din Bucureşti era de 3,6 km, în anul 1969 această lungime a depăşit 170 km.

Salturi spectaculoase s-au produs şi în ceea ce priveşte diametrele conductelor de termoficare folosite. Astfel, dacă în 1961 – 1962 folosirea diametrului Dn 500 mm reprezenta într-un fel o performanţă, în etapa actuală se proiectează şi se execută în mod curent magistrale cu diametrul Dn 1 000 – 1 200 mm.

Aceste cîteva cifre demonstrează elocvent faptul că termoficarea cîştigă teren din ce în ce mai mult şi într-un viitor, probabil nu prea îndepărtat, acest sistem de alimentare cu energie termică a consumatorilor va reprezenta o pondere importantă din volumul de investiţii.

Pe teritoriul oraşului Bucureşti, pentru pozarea conductelor de termoficare s-a folosit aproape în exclusivitate pozarea subterană în canale de beton, care preiau încărcările verticale şi orizontale date de pămînt, protejînd totodată conductele de umiditate şi de agenţi chimici. În acelaşi timp, canalul de beton permite deplasarea liberă a conductelor, deplasare provocată de variaţiile de temperatură.

Acest sistem de pozare este foarte costisitor, datorită în special canalului de beton, a cărui valoare este egală sau, în unele cazuri, depăşeşte valoarea părţii mecanice (conducte, vane, compensatori, izolaţii, goliri, aerisiri).

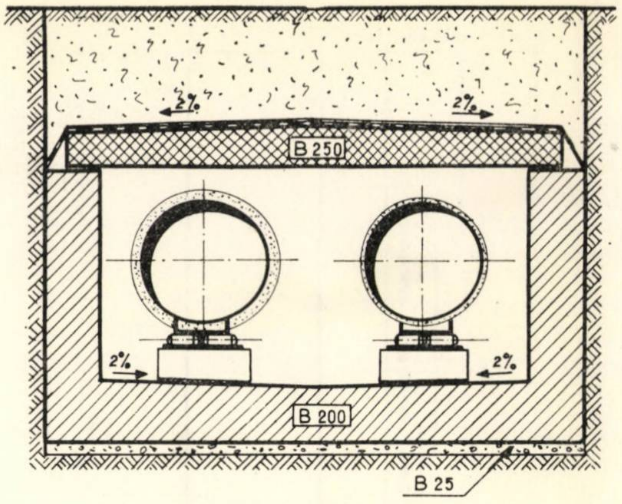


Fig. 1. – Canal de beton armat monolit

În acelaşi timp, execuţia canalului consumă foarte multă forţă de muncă şi materiale deficitare (oţel-beton şi lemn).

Faţă de această situaţie, atenţia proiectanţilor a fost îndreptată în special asupra modului de realizare a canalului.

În anii 1960 – 1962, canalul pentru conductele de termoficare se realiza dintr-o cuvă de beton armat monolit acoperită cu plăci sau chesoane prefabricate din beton armat, prezentată în figura 1.

Acest mod de execuţie a canalului impunea următoarea tehnologie de realizare a reţelei :

1. executarea săpăturilor (în general manuale),
2. executarea sprijinirilor,
3. turnarea betonului de egalizare (proces umed),
4. armarea radierului,
5. turnarea betonului în radier (proces umed),
6. armarea pereţilor canalului,
7. cofrarea pereţilor canalului,
8. turnarea betonului în pereţi (proces umed),
9. pozarea conductelor de termoficare în canal,
10. proba de presiune a conductelor,
11. executarea izolaţiei la conductele de termoficare,
12. acoperirea canalului cu plăci prefabricate,
13. executarea hidroizolaţiilor,
14. demontarea sprijinirilor,
15. executarea umpluturilor.

Pentru a putea face faţă necesităţii executării unor lungimi din ce în ce mai mari de reţele de termoficare au trebuit să fie rezolvate următoarele probleme principale :

a) reducerea consumului de manoperă pe şantier,
b) scurtarea termenului de execuţie,
c) reducerea consumului de lemn,
d) reducerea consumului de oţel.

Analizîndu-se cu atenţie procesul tehnologic descris mai sus s-au adus îmbunătăţiri modului de realizare a canalului, în prezent fiind folosite cele două tipuri de canal prezentate în figurile 2 şi 3.

La realizarea tipurilor noi de canal, mai ales a celui din figura 3, numărul operaţiilor de realizare a reţelei s-a redus, în prezent procesul tehnologic fiind următorul:

1. executarea săpăturilor,
2. executarea sprijinirilor,
3. montarea cuvei din elemente prefabricate,
4. pozarea conductelor de termoficare în canal,
5. probe de presiune a conductelor,
6. executarea izolaţiei la conductele de termoficare,
7. acoperirea canalului cu plăci prefabricate,

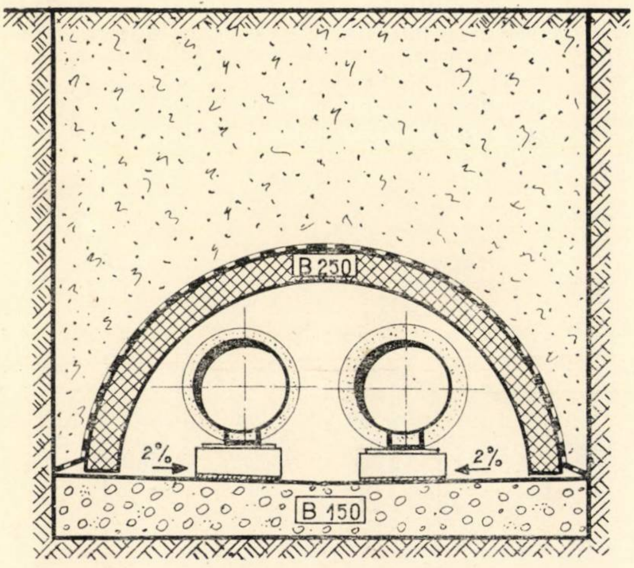


Fig. 2. — Canal tip bolţar

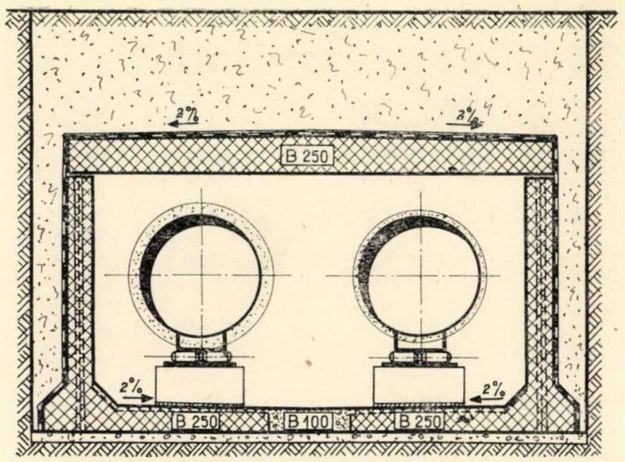


Fig. 3. — Canal de beton armat prefabricat

8. executarea hidroizolaţiilor,
9. demontarea sprijinirilor,
10. executarea umpluturilor.

Comparînd procesul tehnologic cu cel utilizat în 1960—1962 rezultă o reducere de 33 % a numărului de operaţii.

Aşa cum rezultă şi din compararea secţiunilor de canal prezentate în figurile 1 şi 3, acest salt a fost posibil prin prefabricarea canalului, ceea ce a făcut ca în prezent şantierele să fie veritabile şantiere de montaj.

În acelaşi timp, prin prefabricare au fost soluţionate favorabil trei dintre problemele ce ni le-am impus spre rezolvare.

Cea de a patra problemă, şi anume reducerea consumului de oţel-beton, a comportat un studiu atent, în cadrul căruia s-au analizat mai multe variante de execuţie a canalului.

Cu această ocazie s-a constatat că radierele canalelor erau elemente puternic solicitate datorită continuităţii.

Tabela 1

Reducerea consumului de manoperă pe şantier

Canale pentru conducte 2 Dn 80—2 Dn 300

1000 m

Nr. crt.	Categoriile de lucrări	U.M.	Ore manop. / U.M.	2 Dn 80—150				2 Dn 200—300			
				Monolit		Bolţar		Monolit		Bolţar	
				Cant.	Ore	Cant.	Ore	Cant.	Ore	Cant.	Ore
1.	Săpături	m³	1,35	2 620	3 535	2 420	3 265	3 600	4 860	3 600	4 860
2.	Umpluturi	m³	0,87	1 400	1 218	1 660	1 349	1 800	1 565	2 260	1 965
3.	Sprijiniri	m²	1,25	3 740	4 670	3 740	4 670	4 000	5 000	4 000	5 000
4.	Beton egalizare	m³	8,15	70	570	—	—	90	734	—	—
5.	Beton simplu B 100	m³	8,20	—	—	210	1 722	—	—	365	2 990
6.	Beton armat B 150	m³	10,20	480	4 900	—	—	600	6 120	—	—
7.	Cofraj	m²	1,59	1 000	1 590	—	—	1 200	1 910	—	—
8.	Armătură	kg	0,13	25 000	3 250	—	—	30 000	3 900	—	—
9.	Element prefabricat	buc.	0,97	1 000	970	1 000	970	1 000	970	1 000	970
10.	Hidroizolaţie	m²	0,28	1 700	476	—	—	2 200	616	—	—
11.	Hidroizolaţie CD 2a	m²	0,14	—	—	1 850	259	—	—	1 920	269
12.	Şapă de protecţie	m²	0,55	1 400	770	—	—	1 800	990	—	—
TOTAL ORE:				21 949		12 230		26 665		16 054	
				100 %		57 %		100 %		60 %	

Această observaţie ne-a determinat să adoptăm prefabricatul tip ,,L'' pentru realizarea cuvei.

De asemenea s-a constatat că utilizarea plăcilor de acoperire tip cheson, pînă la deschideri de 3,40 m, duceau la consumuri de oţel sporite faţă de plăcile pline.

În cele ce urmează vom exemplifica avantajele tehnico-economice ale folosirii canalului prefabricat faţă de canalul monolit.

a) REDUCEREA CONSUMULUI DE MANOPERĂ PE ŞANTIER

Din compararea datelor înscrise în tabelele 1 şi 2 rezultă că introducerea prefabricării a redus manopera de realizare a canalului cu 40—45 % faţă de manopera ce se consuma în anii 1960—1962.

Aceasta demonstrează justeţea introducerii prefabricării canalelor de termoficare în ipoteza pozării conductelor în canale subterane.

b) REDUCEREA DURATELOR DE EXECUŢIE

În cazul folosirii prefabricatelor, reducerea duratelor de execuţie este evidentă.

Aşa cum am mai arătat, execuţia canalului de termoficare, exceptînd lucrările de săpătură, s-a transformat dintr-un proces discontinuu, cu consum mare de manoperă, deci şi de timp, într-un proces continuu de montaj în care utilajele au un rol preponderent.

c) REDUCEREA CONSUMULUI DE LEMN

Se constată că, şi în privinţa reducerii consumului de lemn, prefabricarea a dus la economii substanţiale de 31—37 % faţă de consumul de lemn ce se atingea în cazul executării canalului din beton armat monolit. Aceasta rezultă şi din tabelele 3 şi 4.

Faţă de cele arătate pînă acum reies pregnant avantajele folosirii prefabricatelor la realizarea canalelor de termoficare, acest mod de execuţie avînd următoarele avantaje faţă de execuţia canalului din beton armat monolit:

1 — reduce manopera pe şantiere cu cca 40—45 %;

2 — reduce consumul de lemn cu 31—37 %;

3 — scurtează considerabil durata de execuţie.

Canal pentru conducte
2 Dn 500—2 Dn 800

Tabela 2

1000 m

Nr. crt.	Categoriile de lucrări	UM	Ore manop. / UM	2 Dn 500—600				2 Dn 700—800			
				Monolit		Prefabricat		Monolit		Prefabricat	
				Cant.	Ore	Cant.	Ore	Cant.	Ore	Cant.	Ore
1.	Săpături	m³	2,71	6 375	17 280	5 405	14 650	9 750	26 400	10 050	27 050
2.	Umpluturi	m³	0,87	2 550	2220	2 350	2 045	3 250	2 825	3 350	2 915
3.	Sprijiniri	m²	1,65	5 000	8 250	4 600	6 790	6 000	9 900	6 000	9 900
4.	Beton egalizare	m³	8,15	130	1 060	—	—	160	1 304	—	—
5.	Beton simplu B 100	m³	8,20	—	—	38	312	—	—	170	1 392
6.	Beton armat B 150	m³	10,20	1 140	11 620	—	—	1 510	15 400	—	—
7.	Cofraj	m²	1,59	2 000	3 180	—	—	2 800	4 450	—	—
8.	Armătură	kg	0,13	4 200	5 460	—	—	94 000	12 200	—	—
9.	Element prefabricat		0,97			667				667	
		buc.	1,87	1 000	970	1 234	2 953	667	647	1 234	2 953
10.	Hidroizolaţie CD 2b	m²	0,28	3 100	868	2 550	714	4 000	1 120	4 000	1 120
11.	Şapă de protecţie	m²	0,55	2 550	1 402	2 140	1 178	6 500	3 580	3 300	1 815
TOTAL ORE				52 310		28 642		77 826		47 145	
				100 %		55 %		100 %		59,5 %	

Reducerea consumului de lemn
Canale pentru conducte 2 Dn 80—2 Dn 300

Tabela 3

1000 m

Nr. crt.	Categoriile de lucrări	UM	Cons. lemn / U.M.	2 Dn 80—150				2 Dn 200—300			
				Monolit		Bolţar		Monolit		Bolţar	
				Cant.	Lemn	Cant.	Lemn	Cant.	Lemn	Cant.	Lemn
1.	Sprijiniri	m²	0,00023	3 740	8,602	3 740	8,602	4 000	9,200	4 000	9,200
2.	Beton egalizare	m³	0,003	70	0,210	—	—	90	0,270	—	—
3.	Beton simplu	m³	0,003	—	—	210	0,630	—	—	365	1,095
4.	Beton armat	m³	0,003	480	1,440	—	—	600	1,800	—	—
5.	Cofraj	m²	0,0035	1 000	3,500	—	—	1 200	4,200	—	—
TOTAL CONSUM LEMN m³				13,752		9,232		15,470		10,295	
				100 %		67 %		100 %		66,5 %	

Tabela 4

Canal pentru conducte 2 Dn 500 ÷ 2 Dn 800

Nr. crt.	Categoriile de lucrări	UM	Cons. lemn / UM	2 Dn 500–600				2 Dn 700–800			
				Monolit		Prefabricat		Monolit		Prefabricat	
				Cant.	Lemn	Cant.	Lemn	Cant.	Lemn	Cant.	Lemn
1.	Săpături	m³	0,0012	2 125	2,550	1 081	1,297	3 250	3,900	3 350	4,020
2.	Sprijiniri	m²	0,0049	5 000	24,500	4 600	22,540	6 000	27,400	6 000	27,400
3.	Beton egalizare	m³	0,003	130	0,390	—	—	160	0,480	—	—
4.	Beton simplu	m³	0,003	—	—	38	0,114	—	—	170	0,510
5.	Beton armat	m³	0,003	1 140	3,420	—	—	1 510	4,530	—	—
6.	Cofraj	buc	0,0035	2 000	7,000	—	—	2 800	9,800	—	—
TOTAL CONSUM LEMN (m³)				37,860		23,951		46,110		31,930	
				100 %		63 %		100 %		69 %	

Aşa cum am mai arătat, în acţiunea de reducere a consumului de oţel-beton au fost studiate mai multe moduri de alcătuire a canalelor : cu continuitate între prefabricate, secţiuni de canal cu trafor, din elemente de perete tip „L'' cu şi fără evazare spre exterior etc.

Tabela 5

Consumuri de beton şi oţel-beton

Canal	Soluţii	Consum beton m³/1000 m			Grad pref. %	Consum oţel kg/1000 m						
		simplu	armat			Monolit			Prefabricat			Total general
			mon.	pref.		OB. 38	PC 52	Total	OB. 38	PC. 52	Total	
BOLŢAR D=46 cm	veche	70		58,30	100				2 270		2 270	2 270
	proiectată	122		49,00	100				1 350		1 350	1 350
	economie	52		9,30					920		— 920	920
BOLŢAR D=1,40 cm	veche	91	401	261,00	40,7	12 200		12 200	16 000		16 000	28 200
	proiectată	509		261,00	100				18 000		18 000	18 000
	economie	+418	—401	0		—12 200		—12 200	+ 2 000		+ 2 000	—10 200
Dn 400	veche	60	180	730	80	13 600		13 600	36 700	12 800	48 500	62 100
	proiectată	7		745	100				11 900	25 420	37 320	37 320
	economie	— 53	—180	+ 15		—13 600		—13 600	—23 800	+12 620	—11 180	—24 780
Dn 500—600	veche	60		1 050	100				33 000	18 000	51 000	51 000
	proiectată	38		840	100				14 600	34 200	48 800	48 800
	economie	— 22		—210					—18 400	+16 200	— 2 200	— 2 200
Dn 700-800	veche	200		1 660	100				75 500	31 200	106 700	106 700
	proiectată	170		1 590	100				23 000	72 300	95 300	95 300
	economie	— 30		— 70					—52 500	+41 100	—11 400	—11 400
Dn 900-1000	veche		250	2 154	90	2550		2 550	92 200	109 900	202 100	204 650
	proiectată	330		1 980	100				28 550	94 700	123 250	123 250
	economie	+330	—250	—174		— 2 550		— 2 550	—63 650	—15 200	—78 850	—81 400

S-a urmărit, în decursul timpului, modul de comportare a acestor tipuri de canale şi astfel s-a ajuns la secţiunea de canal prezentată în figura 3.

Dimensionarea elementelor de rezistenţă ale secţiunii de canal s-a făcut cu o deosebită grijă, pe baza unui calcul tehnico-economic.

Eforturile depuse s-au concretizat într-un proiect de elemente prefabricate folosite la realizarea canalelor de termoficare.

În timpul elaborării proiectului au reieşit cîteva concluzii interesante, dintre care remarcăm:

1. Pentru acoperirea canalelor de termoficare, avînd deschiderea interioară de maximum 3,40 m, elementul cel mai economic este placa plină.

2. Procentul economic de armare a plăcilor de acoperire simplu rezemate, armate pe o direcţie, este 0,7—0,8 %.

În tabela 5 sînt arătate unele caracteristici ale secţiunilor de canal realizate cu elementele cuprinse în proiectul amintit mai sus, comparate cu cele mai economice secţiuni de canal proiectate în institutul „Proiect Bucureşti'' şi aplicate în oraşul Bucureşti pînă în anul 1968.

BETOANE APARENTE CU PARAMENT BRUT DE CALITATE SUPERIOARĂ

CONTRIBUȚIA COMPACTĂRII PRIN VIBRARE

Conf. ing. **Eugen Beiu** și ing. cercet. princ. **Petre Popa**

Institutul politehnic Cluj   Filiala INCERC – Cluj

Betonul aparent cu parament brut constituie, prin multiplele sale forme de exprimare, o valorificare la nivel superior a calităților betonului.

La betoanele aparente cu parament brut, care trebuie să corespundă unor exigențe mai ridicate din motive de ordin plastic și la care trebuie să se asigure suprafețelor de beton o compactitate în plus în vederea sporirii rezistenței față de acțiunea agenților atmosferici, se urmărește reducerea porilor pe suprafața aparentă a betonului.

Aceasta se poate obține acționînd în mai multe direcții.

Cercetările noastre au avut ca obiect studierea și verificarea limitelor pînă la care se poate obține reducerea procentului de pori pe suprafața aparentă a betonului pe seama acțiunii de vibrare și determinarea parametrilor optimi ai vibrării betonului.

În acest scop, s-a pornit de la observarea fenomenelor care se produc la interfața beton-cofraj, respectiv a modului în care se dezvoltă și variază ca intensitate, funcție de poziția capului vibrator în masa betonului la diferite niveluri ale stratului, în funcție de mișcarea mai înceată sau mai rapidă ori de staționarea capului vibrator.

Pentru a putea urmări fenomenele de suprafață care se produc la interfața beton-cofraj, tiparele au fost confecționate cu astereala de plexiglas care, pe lîngă avantajul că asigură o vizibilitate bună și o rezistență mecanică corespunzătoare la acțiunea undelor elastice, fiind un material lucios și impermeabil, favorizează formarea porilor la interfața beton-cofraj.

Cercetările au fost efectuate în mai multe etape, utilizînd prisme exagonale de 60 cm înălțime cu latura de 10 cm, 15 cm și 20 cm, tipare de grindă de 25 cm lățime și 60 cm înălțime și tipare pentru pereți de 25 cm lățime și 125 cm înălțime. În prisme și grinzi, betonul s-a turnat într-un singur strat de 50 cm înălțime, iar la pereți, în 3 și 4 straturi, primul strat fiind tot de 50 cm.

Vibrarea s-a efectuat cu un vibrator tip Electro-Mureș cu un cap vibrator Ø 36 mm, avînd frecvența de 19 000 vibrații pe minut, și cu altul Ø 70 mm, avînd frecvența de 12 000 vibrații pe minut.

Vibrarea betonului în prisme s-a efectuat în cicluri de vibrare diferind prin: durata totală a ciclului, momentul introducerii capului vibrator (înainte sau după introducerea betonului) și componentele ciclurilor de vibrare prezentate în tabelele 1 — 10. Inițialele M, C și R din tabele au următoarele semnificații:

M — se referă la momentul introducerii capului vibrator
M_1 — capul vibrator se introduce în tipar înaintea betonului
M_2 — capul vibrator se introduce în tipar după introducerea betonului, imersie rapidă
M_3 — idem ca M_2; imersie înceată.
C — se referă la modul în care au fost compuse ciclurile în prima etapă
R — se referă la modul în care au fost compuse ciclurile în a doua etapă.

Tabela 1

Compunerea ciclului de vibrare M_2C_1

Durata cilclului (s)	Introducere (s)	Extragere (s)	Timpul pentru jumătatea inferioară a prismei (s)
60	3	57	30
90	3	87	45
120	3	117	60
150	3	147	75
180	3	177	90
210	3	207	105

Întrucît influenţa factorilor luaţi în considerare implică date supuse comparaţiei, a fost necesar a se stabili un sistem unitar de notare a observaţiilor efectuate, prin note, în cadrul cărora s-au punctat bulele de pe suprafaţa observată, funcţie de mărime şi număr, raportate la 1 dm².

A fost stabilit următorul punctaj :

— bule cu Ø 1 mm . 5 buc. = 1 punct
— bule cu Ø 1—2 mm . 2 buc. = 1 punct
— bule cu Ø 2—3 mm . 1 buc. = 1 punct
— bule cu Ø 3—5 mm . 1 buc. = 2 puncte

Tabela 2

Compunerea ciclului de vibrare M_2C_2

Durata ciclului (s)	Introducere (s)	Staţionare strat 5 (s)	Extragere 5—2 (s)	Staţionare strat 2 (s)	Extragere 2—1 (s)	Staţionare strat 1 (s)	Extragere 1—0 (s)	Timp pentru jumătatea inferioară a prismei		
								efectiv	asimilat	total
60	3	5	19	10	6,5	10	6,5	22	2	24
90	3	8	28	16	9,5	16	9,5	32	3	35
120	3	10	40	20	13,5	20	13,5	44	4	48
150	3	12,5	51	25	17	25	17	55	5	60
180	3	15	62	30	20	30	20	66	6	72
210	3	18	71	36	23	36	23	77	7	84

Betonul utilizat a fost preparat după următoarea reţetă :

— ciment . . . . 300 kg/m³
— filer de calcar . . . 150 ”
— nisip 0—3 mm . . . 600 ”
— nisip 3—7 mm . . . 283 ”
— mărgăritar 7—15 mm. 388 ”
— pietriş 15 — 30 mm . 494 ”
— apă . . . . 220—230 l.

Cantitatea de apă introdusă la 1 m³ beton a variat, urmărindu-se obţinerea unei constante în ce priveşte :

— răspîndirea între 35—37 cm
— tasarea . . . . .4 — 6 cm.

Tabela 3

Compunerea ciclului de vibrare M_1C_1

Durata ciclului (s)	Extragere (s)	Timpul pentru jumătatea inferioară a prismei (s)
60	60	30
90	90	45
120	120	60
150	150	75
180	180	90
210	210	105

Tabela 4

Compunerea ciclului de vibrare M_1C_2

Durata ciclului (s)	Staţionare strat 5 (s)	Extragere 5—2 (s)	Staţionare strat 2 (s)	Extragere 2—1 (s)	Staţionare strat 1 (s)	Extragere 1—0 (s)	Timpul pentru jumătatea inferioară a prismei		
							efectiv	asimilat	total
60	8	19	10	6,5	10	6,5	23	2	25
90	11	28	16	9,5	16	9,5	33	3	36
120	13	40	20	13,5	20	13,5	45	4	49
150	15,5	51	25	17	25	17	56	5	61
180	18	62	30	20	30	20	67	6	73
210	21	71	36	23	36	23	78	7	85

Punctele realizate prin însumare raportate la 1 dm² s-au scăzut din nota 10, rezultînd astfel nota acordată fiecărei prisme.

Pentru fiecare variantă de ciclu au fost efectuate observaţii pe un număr de 4 – 6 prisme, rezultatele fiind prezentate în diagramele din fig. 1–8.

OBSERVAŢII ASUPRA FENOMENELOR CE SE PRODUC LA INTERFAŢA BETON–COFRAJ ÎN TIMPUL VIBRĂRII ŞI DUPĂ VIBRARE [23]

— La 5–10 secunde de la introducerea capului vibrator în masa betonului se formează la interfaţa beton-cofraj o peliculă de apă cu suspensie de părţi fine, pe care o vom numi prescurtat *peliculă*.

În primele 2–3 secunde, pelicula este formată numai din apă, iar în următoarele secunde apare şi suspensia de părţi fine.

— Pelicula este extrem de agitată, lăsînd impresia că ar fi străbătută de curenţi foarte puternici şi rapizi (mai ales în primele 20 de secunde). În peliculă şi în spatele ei apar bule de aer la diferite niveluri ale stratului, majoritatea ridicîndu-se în sus pînă la suprafaţă, unde se sparg.

Tabela 5

Compunerrea ciclului de vibrare M_3C_1

Durata ciclului (s)	Introducere (s)	Extragere (s)	Timp pentru jumătatea inferioară a prismei (s)
60	10	50	30
90	15	75	45
120	20	100	60
150	25	125	75
180	30	150	90
210	35	175	105

Tabela 6

Compunerea ciclului de vibrare M_2C_3

Durata ciclului (s)	Introducere (s)	Staționare strat 5 (s)	Extragere 5−2 (s)	Extragere 2−0 (s)	Timp pentru jumătatea inferioară a prismei (s)
60	2	25	20	13	42
90	2	40	29	19	64
120	2	50	41	27	84
150	2	63	52	33	106
180	2	75	63	40	126
210	2	90	72	46	149

Tabela 7

Compunerea ciclului de vibrare M_2C_4

Durata ciclului (s)	Introducere (s)	Staționare strat 5 (s)	Extragere 5−2 (s)	Extragere 2−0 (s)	Timp pentru jumătatea inferioară a prismei (s)
60	2	13	32	13	40
90	2	20	49	19	60
120	2	25	66	27	80
150	2	32	83	33	100
180	2	38	100	40	120
210	2	45	117	46	140

Tabela 8

Compunerea ciclului de vibrare M_2C_5

Durata ciclului (s)	Introd. (s)	Staţion. strat 5 (s)	Extrag. din prima jumătate (s)	Station. la jumătate (s)	Extrag. din a 2-a jumătate (s)	Timp pentru jumătatea inferioară a prismei (s)		
						efectiv	asimilat	total
60	2	7	19	19	13	27	6	33
90	2	9	28	32	19	38	11	49
120	2	11	40	40	27	52	13	65
150	2	13	51	50	34	65	17	82
180	2	16	62	60	40	79	20	99
210	2	20	70	72	46	91	24	115

Tabela 9

Compunerea ciclului de vibrare M_2R_1

Durata ciclului (s)	Introd. (s)	Staţion. strat 5 (s)	Extrag. din prima jumătate (s)	Station. la jumătate (s)	Extrag. din a doua jumătate (s)	Timp pentru jumătatea inferioară a prismei (s)		
						efectiv	asimilat	total
60	2	20	13	20	7	34	7	41
90	2	20	34	20	16	55	7	62
120	2	20	53	20	27	74	7	81
150	2	20	73	20	37	94	7	101
180	2	20	93	20	47	114	7	121
210	2	20	113	20	57	134	7	141

Tabela 10

Compunerea ciclului de vibrare M_2R_2

Durata ciclului (s)	Introducere (s)	Staţionare strat 5 (s)	Extragere din prima jumătate (s)	Extragere din a doua jumătate (s)	Timp pentru jumătatea inferioară a prismei (s)
60	2	13	30	15	44
90	2	13	50	25	64
120	2	13	70	35	84
150	2	13	90	45	104
180	2	13	110	55	124
210	2	13	130	65	144

— În cazul introducerii lente a capului vibrator în masa betonului, la partea superioară betonul se tasează rapid, formîndu-se la interfață un film de lapte de ciment, iar în sfertul inferior se adună foarte multe bule care se mişcă violent în sus şi din care numai o parte izbutesc să-şi facă loc pînă la suprafaţă, deoarece întîlnesc în drumul lor straturi relativ compacte de beton, care îngreunează deplasarea ascendentă a bulelor.

— Bulele care se formează la interfaţa beton-cofraj se pot împărţi în trei categorii :

a) Bule de aer ascunse, care se formează în spatele peliculei, sînt îmbrăcate într-un film de materie solidă şi nu sînt vizibile decît datorită faptului că apar sub forma unor discuri de nuanţă mai deschisă decît fondul. Aceste bule devin vizibile începînd de la 10—15 minute după vibrare, iar la 30 de minute, toate aceste bule devin vizibile, semnalîndu-şi prezenţa şi mărimea prin crăpătura care se produce în stratul superficial care le înveleşte.

Aceste bule au o mişcare ascendentă lentă. Unele se micşorează pînă dispar sau se fixează la un nivel oarecare, iar altele ajung la suprafaţa stratului de beton. În mişcarea lor ascendentă, bulele de aer ascunse sînt însoţite de curenţi de materie fină în suspensie, foarte agitaţi, făcînd impresia unor pîrîiaşe ascendente, avînd în vîrful lor bula de aer. Datorită acestui fapt, la terminarea vibrării, suprafaţa betonului apare cu un aspect marmorat.

b) Bule de aer *disc*, care se formează în grosimea peliculei în urma refulării aerului din interior spre cofraj. Aceste bule au o formă lenticulară, lăsînd impresia unor discuri transparente. Unele dintre aceste bule au o mişcare ascendentă extrem de rapidă, altele mai lentă. În mişcarea ei, bula-disc antrenează în unele cazuri şi bule de aer ascunse, alteori rupe numai pelicula de pe faţa acestora, făcîndu-le vizibile pentru scurt timp. Cîteodată bula-disc se opreşte din mişcarea ascendentă, staţionarea fiind însoţită de o puternică vibrare a materiei în suspensie de la periferia ei şi, după un timp, se absoarbe în masa de beton din spatele peliculei.

c) Bule cu apă Ø 1 — 3 mm, asemănătoare unor perle cristaline care apar de obicei spre sfîrşitul vibrării. Aceste bule au o mişcare ascendentă mult mai lentă, comparativ cu celelalte categorii de bule şi numai o mică parte din ele se sparg sau ajung la suprafaţă. Restul se fixează la diferite niveluri, mai multe în partea superioară a stratului de beton.

— Dintre aceste trei categorii de bule, cele care dau naştere la pori pe suprafaţa aparentă a betonului sînt în marea majoritate bulele de aer ascunse şi bulele de apă.

— Dacă capul vibrator a fost introdus în tipar înaintea betonului sau dacă a fost introdus extrem de rapid (1 — 2 secunde pe 50 cm adîncime), în timpul staţionării sale la fundul stratului (cca 15 secunde) se produce o intensivă formare de bule de dimensiuni mari (discuri), mijlocii şi mici (bule ascunse) şi o rapidă expulzare a acestora în sus, deplasarea prin straturile superioare mai afînate efectuîndu-se cu mai puţină dificultate.

— Din numeroasele observaţii efectuate asupra diferitelor tipuri de staţionare a capului vibrator la baza stratului de beton se reţine faptul că după 12 — 13 secunde, atît formarea bulelor, cît mai ales rapiditatea şi intensitatea mişcărilor ascendente scad, existînd sub acest aspect multă similitudine cu ceea ce se întîmplă dacă după 12 — 13 secunde de imersie începe extragerea.

— În cazul în care, la sfîrşitul imersiei capului vibrator începe imediat extragerea, intensitatea mişcării la interfaţă, inclusiv a expulzării bulelor în primele 10 — 15 secunde, este cu ceva mai mică decît în cazul efectuării unei staţionări în această limită de timp.

— Staţionarea capului vibrator la jumătatea stratului de beton nu opreşte mersul ascendent al bulelor, care continuă, dar într-un ritm mai lent.

— Atunci cînd extragerea capului vibrator se face prea repede, mai ales în jumătatea inferioară a stratului, destul de multe bule nu reuşesc să se ridice o dată cu capul vibrator.

— În mişcarea sa ascendentă, capul vibrator exercită influenţe şi în urma sa, pe o adîncime de 10 — 20 cm, cu o intensitate mai mică decît cea exercitată la nivelul la care se găseşte, totuşi suficientă pentru a ţine seamă de ea. Datorită acestei influenţe, continuă mişcarea ascendentă a bulelor care nu au reuşit să ţină pasul cu ridicarea capului vibrator, însă într-un ritm mai lent. Apar sub nivelul capului vibrator noi bule, care, la fel cu celelalte, se ridică sensibil mai încet şi, în consecinţă, nu toate ajung la suprafaţa stratului de beton.

S-a observat că apariţia bulelor de apă are loc tocmai în zonele părăsite de capul vibrator, la cca 10 — 15 cm sub acesta.

Se pare deci că influenţa capului vibrator, aflat în jumătatea superioară a stratului, asupra jumătăţii inferioare este mai mult defavorabilă decît favorabilă.

Diferenţa de calitate, sub aspectul numărului de bule pe dm^2 şi al mărimii lor, este extrem de mare de la jumătatea inferioară a stratului la jumătatea superioară, în sensul că la jumătatea superioară numărul bulelor rămase este cel puţin dublu.

INTERPRETAREA REZULTATELOR

La primele serii de prisme vibrate cu ciclurile M_1C_1, M_2C_1, M_3C_1, M_1C_2, M_2C_2 s-a urmărit a determina influenţa momentului de introducere a capului vibrator raportat la introducerea betonului în tipar, influenţa duratei de introducere a capului vibrator în stratul de beton, influenţa staţionării capului vibrator la dife-

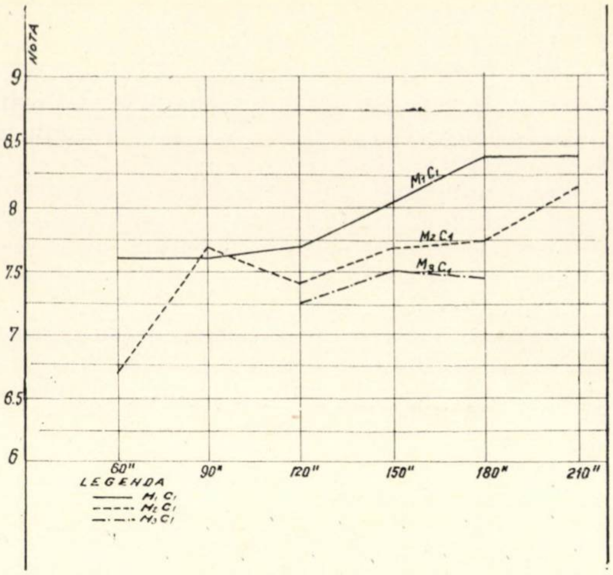


Fig. 1. Notările acordate pentru jumătatea inferioară a prismelor compactate prin vibrare cu cap vibrator ⌀ 36 mm. Componente ale ciclului $M_1C_1 - M_2C_1$ și M_3C_1, cu durata de la 60 la 210 s.

rite niveluri ale stratului de beton și durata de ciclu la care se obțin cele mai bune rezultate.

1. Din compararea rezultatelor obținute cu ciclurile $M_1C_1 - M_2C_1$ și $M_1C_2 - M_2C_2$ (diagramele fig. 1 și 2) se constată că se obțin rezultate mai bune dacă se introduce capul vibrator în tipar înaintea introducerii betonului. Explicația constă în faptul că intensitatea maximă de formare și expulzare a bulelor are loc în primele 10–15 secunde, cînd betonul la partea superioară este mai afînat și favorizează ieșirea bulelor la suprafață.

2. Din compararea rezultatelor obținute cu ciclurile $M_1C_1 - M_2C_1 - M_3C_1$ (fig. 1) se constată un raport invers proporțional între calitatea suprafeței aparente a betonului și durata introducerii capului vibrator în masa betonului.

— Durata totală de ciclu cu care s-au obținut rezultatele cele mai bune în cadrul ciclurilor arătate mai sus a fost de 180 de secunde. Această durată de ciclu relativ mare se explică prin faptul că o dată cu extragerea capului vibrator, crește gradul de compactare a jumătății superioare a stratului de beton și scade viteza de ridicare a bulelor.

— Pentru a vedea influența staționării capului vibrator la diferite niveluri ale stratului de beton se vor compara ciclurile $M_1C_1 - M_1C_2$ (diagrama fig. 3) și $M_2C_1 - M_2C_2$ (diagrama fig. 4).

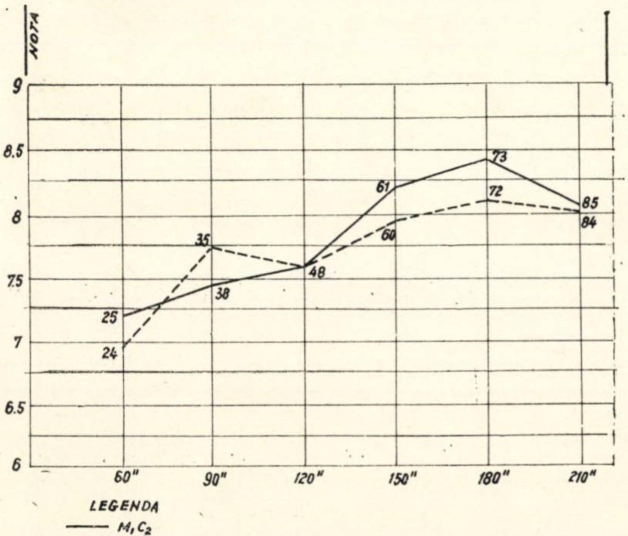


Fig. 2. Notările acordate pentru jumătatea inferioară a prismelor compactate prin vibrare cu cap vibrator ⌀ 36 mm. Componente ale ciclului M_1C_2 și M_2C_2 cu durata de vibrare de la 60 la 210 s (cifrele indică timpul de vibrare corespunzător jumătății inferioare a prismei).

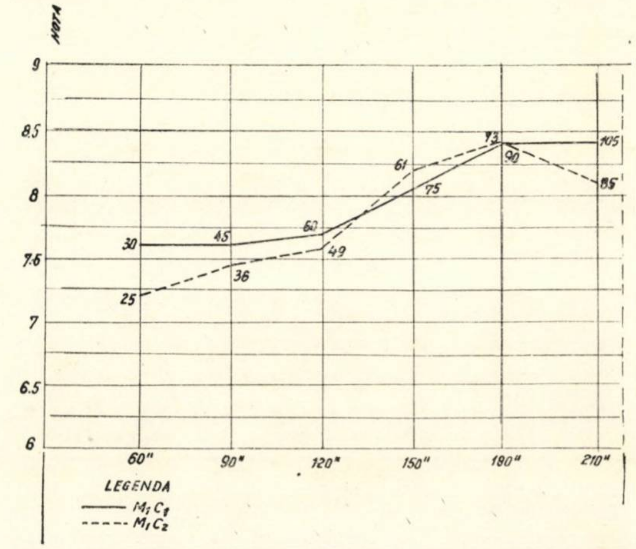


Fig. 3. Notările acordate pentru jumătatea inferioară a prismelor compactate prin vibrare cu cap vibrator ⌀ 36 mm. Componente ale ciclului M_1C_1 și M_1C_2 cu durata de vibrare de la 60 la 210 s (cifrele indică timpul de vibrare corespunzător jumătății inferioare a prismei)

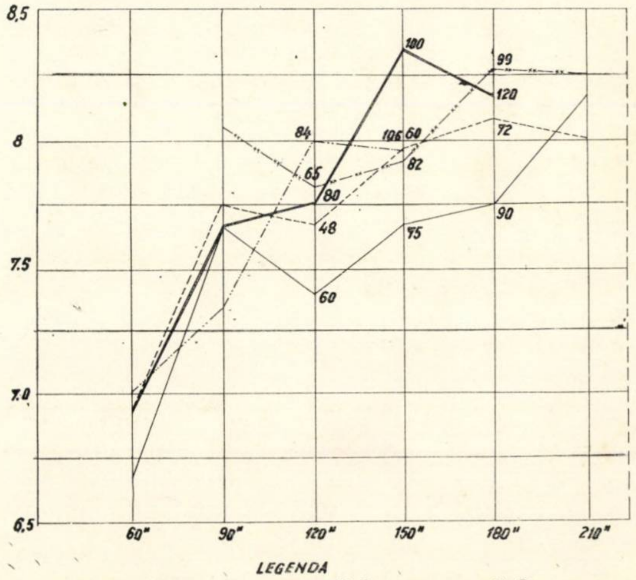


Fig. 4. — Notările acordate pentru jumătatea inferioară a prismelor compactate prin vibrare cu cap vibrator ⌀ 36 mm. Componente ale ciclului $M_2C_1 - M_2C_2 - M_2C_3 - M_2C_4$ și M_2C_5 cu durata de vibrare de la 60 la 210 s (cifrele indică timpul de vibrare corespunzător jumătății inferioare a prismei).

Se constată că, în cazul introducerii capului vibrator în tipar înaintea betonului, nu sînt diferențe de calitate între C_1 și C_2, iar în cazul cînd introducerea capului vibrator are loc după introducerea betonului se realizează o îmbunătățire a calității suprafețelor de pe urma unei staționări oarecare a capului vibrator, care urmează a fi analizată mai atent în continuare.

3. În scopul studierii mai amănunțite a efectului afectării unei părți din durata ciclului pentru staționarea capului vibrator au fost elaborate cu caracter intermediar ciclurile M_2C_3 M_2C_4 și M_2C_5, în cadrul cărora au fost variate duratele și nivelurile de staționare a capului vibrator.

Din compararea rezultatelor obținute cu ciclurile M_2C_1 — M_2C_2 — M_2C_3 — M_2C_4 — M_2C_5 (diagrama fig. 4) se constată că o singură staționare a capului vibrator de durată relativ scurtă, la partea inferioară a stratului, conjugată cu extragerea diferențiată ca durată, de la jumătatea inferioară a stratului la jumătatea superioară (M_2C_4), duce la rezultate mai bune decît în cazul variantelor cu o staționare mai lungă sau cu mai multe staționări la niveluri diferite. Durata totală a ciclului optim a fost în acest caz de 150 s.

Rezultatele cifrice comparative obținute în această etapă, privind efectele legate de mișcarea și staționarea capului vibrator la diferite niveluri ale stratului de beton, confirmă observațiile efectuate preliminar asupra fenomenelor de la interfața beton-cofraj.

Se menționează că observațiile au fost efectuate cu mai multă atenție la jumătatea inferioară a stratului de beton pentru care s-au întocmit de altfel și diagramele.

Influența exercitată de presiunea hidrostatică a masei betonului aflat deasupra nivelului la care se găsește capul vibrator, asupra calității feței aparente, este determinată. Ca urmare, este necesar a diferenția procedeul de compactare prin vibrare a betonului aparent cu parament brut, pentru :

a) Straturi intermediare care pot fi vibrate în masă cu o suprasarcină de beton proaspăt de cca 25 — 30 cm înălțime, și

b) Stratul superior, pentru care trebuie aplicat un procedeu deosebit.

4. Observațiile și înregistrările finale pe prisme au fost efectuate utilizînd două cicluri, avînd componentele M_2R_2 și M_2R_1, elaborate ca o sinteză a concluziilor din etapele precedente. Utilizarea lor urma să constituie totodată, prin rezultate, o confirmare a concluziilor etapelor precedente.

Au fost urmărite în continuare efectele acelorași factori, adăugînd suplimentar influența frecvenței și forței centrifuge a capului vibrator și efectuînd observații mai atente și notări mai exacte și la suprafețele corespunzătoare jumătății superioare a prismelor, pentru a înregistra cît mai precis diferența de calitate.

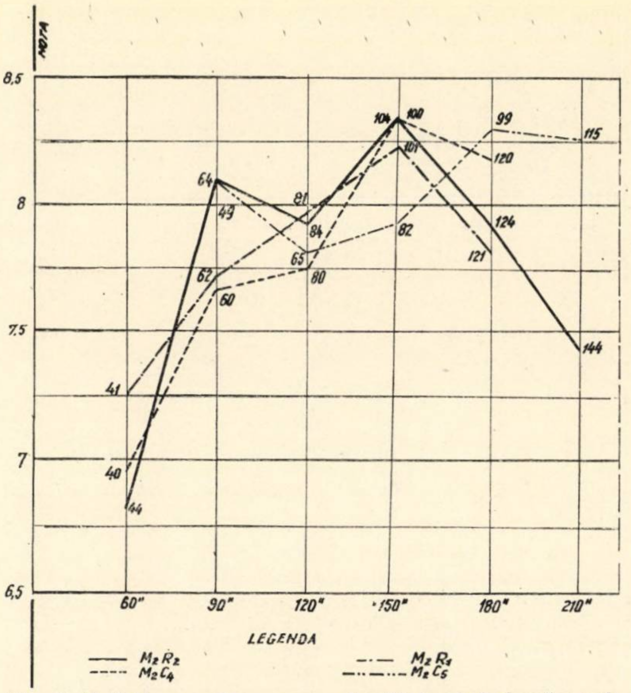


Fig. 5. Notările acordate pentru jumătatea inferioară a prismelor compactate prin vibrare cu cap vibrator ∅ 36 mm. Componente ale ciclului M_2C_4 — M_2C_5 — M_2R_1 și M_2R_2, cu durata de vibrare de la 60 la 210 s (cifrele indică timpul de vibrare corespunzător jumătății inferioare a prismei).

Prin compararea rezultatelor obținute cu ciclurile M_2C_5 — M_2R_1 (derivată a M_2C_5), respectiv M_2C_4 — M_2R_2 (derivată a M_2C_4) (vezi

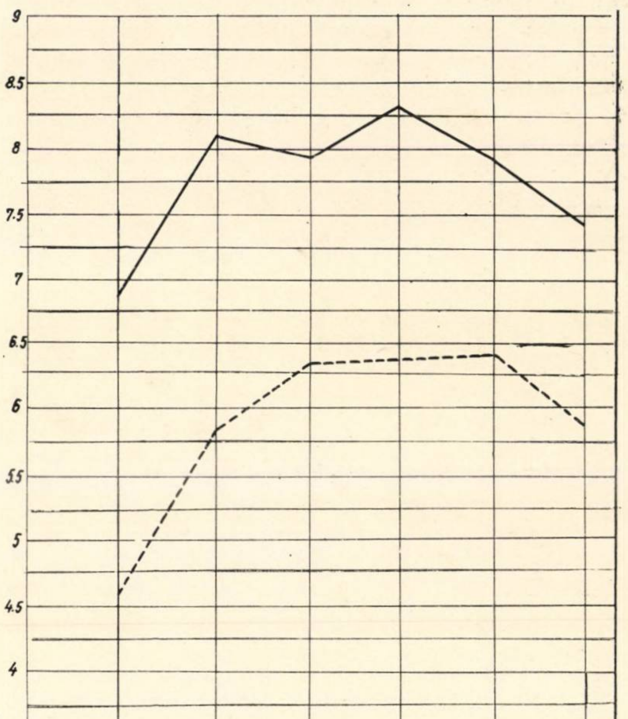


Fig. 6. Notările comparative acordate pentru jumătatea inferioară, respectiv jumătatea superioară a prismelor compactate prin vibrare cu cap vibrator ∅ 36 mm și componente ale ciclului M_2R_2.

diagrama fig. 5), se confirmă concluziile anterioare şi anume că cea mai bună componentă de ciclu este aceea în care se efectuează o scurtă staţionare la partea inferioară a stratului, cu o extragere diferenţiată a capului vibrator în timp, de la jumătatea inferioară a stratului, la jumătatea superioară.

Durata optimă a ciclului în acest caz este tot 150 s, cu menţiunea că se obţin rezultate calitativ apropiate şi cu durata de ciclu egală cu 90 s.

Din compararea rezultatelor obţinute la jumătatea inferioară a stratului (jos), respectiv la jumătatea superioară (sus) (diagrama fig. 6), se constată o diferenţă de calitate foarte mare, ceea ce duce la necesitatea studierii unei acţionări suplimentare asupra stratului superior de la orice element de construcţie.

Comparînd rezultatele obţinute la ciclul R_2M_2 cu capul vibrator Ø 36 cu 19 000 vibraţii/min şi forţă centrifugă 350 kgf, respectiv cu capul vibrator Ø 70 cu 12 000 vibraţii/min şi forţă centrifugă 900 kgf (diagrama fig. 7), se constată că frecvenţa capului vibrator exercită influenţă asupra calităţii suprafeţei aparente, în sensul că frecvenţele mari sînt mai eficiente în ce priveşte scopul urmărit.

În ceea ce priveşte compactarea suplimentară a stratului superior de beton, au fost obţinute rezultate corespunzătoare atunci cînd la 30 min după încheierea vibrării în masa betonului s-a efectuat o compactare manuală la nivelul suprafeţei libere a stratului. În urma acestei compactări suplimentare la nivelul suprafeţei betonului se obţin rezultate calitativ mai bune decît la jumătatea inferioară a stratului de beton (diagrama fig. 8).

CONTINUAREA OBSERVAŢIILOR PE ELEMENTE (GRINZI ŞI PEREŢI)

În cadrul vibrării betonului în tipare de grinzi (dimensiuni de 0,25 × 0,50 × 1,20 m) s-a urmărit a verifica şi determina :

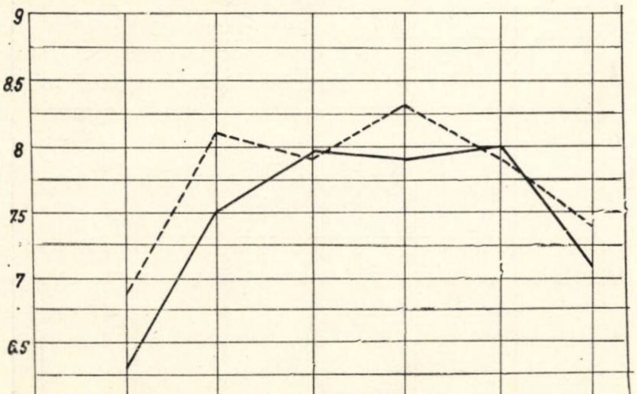


Fig. 7. Notările comparative acordate la jumătatea inferioară a prismelor compactate prin vibrare cu cap vibrator ∅ 36 mm (19 000 vibraţii/min), respectiv ∅ 70 (12 000 vibraţii/min).

— raza de acţiune a capului vibrator ;

— ce se întîmplă în sectorul vibrat anterior (în raza de acţiune a capului vibrator şi dincolo de ea) :

— dacă există diferenţe între suprafeţele corespunzătoare sectoarelor vibrate de două ori (vibrare suprapusă) faţă de cele vibrate numai o dată ;

— dacă rezultatele obţinute pe prisme se confirmă la grinzi.

Vibrarea betonului s-a făcut cu cap vibrator Ø 36 mm cu ciclul de vibrare M_2R_2, variind durata ciclului la 90 şi 150 s şi numărul de imersii la trei sau patru, pe lungimea de 120 cm.

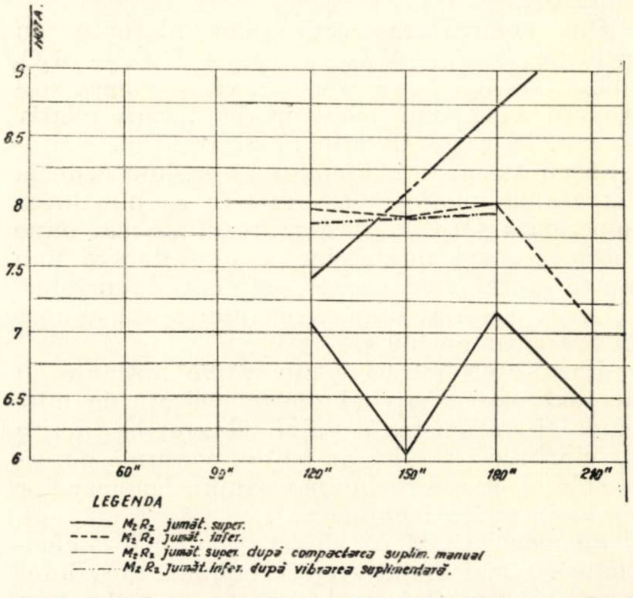


Fig. 8. Notările comparative acordate la jumătatea superioară a prismelor compactate prin vibrare cu cap vibrator ∅ 70 mm şi vibrare suplimentară la suprafaţa stratului, respectiv fără vibrare suplimentară.

Din observaţiile efectuate se reţin următoarele :

a) Referitor la raza de acţiune a capului vibrator se observă în mod practic trei raze de acţiune :

— rază cu efect de intensitate maximă, egală cu cca 15 cm ;

— rază cu efect de intensitate medie cca 25 cm ;

— rază cu efect periferic, egală cu cca 40 cm.

În cazul în care la stabilirea distanţei dintre două poziţii succesive ale capului vibrator se are în vedere raza cu efect de intensitate medie, urmărindu-se acoperitor suprapunerea de efecte, acţiunea razei periferice face ca, în sectorul următor, betonul să realizeze un oarecare grad de compactitate. Ca o consecinţă, la introducerea capului vibrator în sectorul următor, frecvenţa bulelor este mai redusă, însă evacuarea lor se face mai greu.

Efectul capului vibrator în sectorul următor se face resimţit în sectorul anterior vibrat, descrescător, pînă în limita razei periferice.

În sectorul anterior vibrat se constată că o parte din bulele rămase la interfaţa beton-cofraj se sparg sau se ridică lent spre suprafaţa liberă, dar totodată apar bule noi, care din cauza compactităţii betonului se evacuează mai greu, unele dintre ele rămînînd la diferite niveluri ale stratului de beton.

În general, rezultatele obţinute pe prisme se confirmă la grinzi, cu o minimă reducere de calitate.

În cazul grinzilor vibrate cu cicluri avînd durata de 90 s s-a observat o minimă diferenţă de calitate în favoarea acelora la care distanţa dintre două poziţii succesive ale capului vibrator a fost de 30 cm. În cazul grinzilor vibrate cu cicluri avînd durata 150 s apare mai recomandabilă distanţa de 40 cm.

În cadrul elementelor de pereţi (dimensiuni de 0,25 × 1,25 × 1,25 m) s-a urmărit verificarea efectului introducerii şi vibrării betonului în stratul următor superior, asupra stratului anterior compactat.

Primul strat turnat a fost de 50 cm înălţime, iar următoarele de cîte 25 cm, vibrarea efectuîndu-se de fiecare dată pe o adîncime de 50 cm. Astfel, fiecare strat, cu excepţia ultimului, s-a vibrat cu o suprasarcină de 25 cm înălţime. Vibrarea betonului s-a efectuat cu ciclul M_2R_2, utilizînd cap vibrator Ø 70 mm şi durata ciclului egală cu 180 s.

S-a observat de fiecare dată că introducerea betonului în stratul următor are efect extrem de nefavorabil asupra stratului anterior compactat, în sensul că provoacă apariţia la interfaţa beton-cofraj a unui foarte mare număr de bule (multe dintre ele cu un diametru de 5—6 mm). Efectul se extinde pe alocuri şi la stratul de sub stratul anterior compactat, ceea ce este şi mai neplăcut.

Se mai adaugă, tot cu caracter de dificultate, faptul că în urma efectului capului vibrator apar noi bule şi la 10 — 15 cm sub nivelul capătului său inferior.

Toate aceste bule nou-formate întîmpină în tendinţa lor de ridicare prin straturi anterior compactate rezistenţe sporite, astfel încît ascensiunea lor este mult încetinită sau împiedicată.

Aceste fenomene impun condiţia ca introducerea betonului proaspăt în cofraj să se efectueze numai în cantităţi mici şi numai prin burlan sau ca betonul să se introducă în cofraj în mod continuu, pe măsura ridicării capului vibrator, realizînd o pătură de protecţie şi, în acelaşi timp, o suprasarcină pentru stratul care se vibrează.

CONCLUZII DECURGÎND DIN CERCETĂRILE EFECTUATE

1. Compactarea betonului prin vibrare cu vibratoare de imersie, efectuată în modul prezentat, contribuie la obţinerea unei calităţi superioare a suprafeţelor aparente, fără a rezolva exclusiv şi integral îndepărtarea porilor.

În cazul utilizării unor cofraje cu astereală impermeabilă (situaţia cea mai defavorabilă), în urma unei compactări corespunzătoare se pot obţine suprafeţe cu 8—9 pori Ø 1 mm pe dm^2 sau 3 — 4 pori Ø 2 mm pe dm^2.

Pentru a îmbunătăţi suplimentar calitatea suprafeţelor aparente de beton urmează a se acţiona şi asupra altor factori care se cunosc şi care pot contribui pozitiv, ca de exemplu:

— utilizarea unor cofraje semiporoase sau poroase,

— aplicarea unor substanţe decofrante care favorizează evacuarea bulelor de aer de pe interfaţa beton-cofraj şi altele.

2. Întrucît introducerea betonului în urma capului vibrator are efecte favorabile asupra calităţii feţelor aparente, ori de cîte ori se dispune de un număr suficient de vibratoare sau condiţiile de calitate ce trebuie îndeplinite sînt deosebite, se recomandă utilizarea acestui procedeu.

În cazul cînd acest procedeu nu poate fi aplicat, durata introducerii capului vibrator în stratul de beton va trebui să fie cît mai scurtă cu putinţă (1 — 2 secunde).

3. Se recomandă utilizarea capurilor vibratoare cu frecvenţă cît mai ridicată (19 000 — — 25 000 vibr./min). La frecvenţe de 19 000 vibr./min durata optimă a unui ciclu de vibrare este 150 s. La construcţii industriale, cu exigenţă mai redusă privind calitatea (sub aspectul frecvenţei porilor), se pot utiliza şi cicluri de vibrare cu durata de 90 s.

4. Referitor la componentele ciclului de vibrare se recomandă ciclurile cu o staţionare mică de cca 10 — 15 s în jumătatea de jos a stratului, urmînd ca extragerea să fie diferenţiată ca durată, de la jumătatea inferioară a stratului la jumătatea superioară, în raport de 2 : 1.

5. Se recomandă executarea grinzilor de beton aparent într-un singur strat.

Distanţa cea mai potrivită între două poziţii vecine ale capului vibrator este de cca 30—35 cm cînd se vibrează cu ciclul avînd durata de 90 s, respectiv cca 40 — 45 cm pentru ciclul avînd durata de 150 s. Pentru a obţine aceeaşi calitate a suprafeţelor aparente şi la partea de sus a feţelor laterale, se recomandă ca la cca 30 min după efectuarea vibrării cu vibratoarele de imersie să se procedeze la o vibrare a suprafeţei libere a grinzii sau a peretelui cu un mic vibrator-placă (care poate fi improvizat dintr-o placă îngustă cu brăţări în care se introduce un cap vibrator) sau în lipsa acesteia se va îndesa betonul cu un mai de lemn sau metal.

6. La executarea stîlpilor de secţiune pînă la 40 × 40 cm se recomandă a se introduce betonul pe măsura extragerii capului vibrator, asigurîndu-se totdeauna o coloană de beton proaspăt de cca 25 — 30 cm înălţime deasupra capului vibrator.

Introducerea betonului în elementele înalte (stîlpi şi pereţi) trebuie efectuată cu mare grijă, în cantităţi mici şi numai prin intermediul burlanelor de tablă.

Ca o sinteză, într-o exprimare foarte concentrată a ceea ce considerăm a fi esenţial din rezultatele cercetărilor efectuate, reţinem că compactarea prin vibrare a betonului contribuie substanțial la realizarea unor suprafețe aparente de calitate (cu o frecvență limitată a porilor), dar că pentru atingerea acestui scop, vibrarea betonului trebuie încadrată în anume parametri și condiții tehnice.

Deci, realizarea betonului aparent cu parament brut, la un nivel de calitate mai ridicat, implică utilizarea unei tehnici proprii (specifice) de vibrare a betonului în cofraj sau tipare.

Bibliografie

[1] Reiner M. : *Rhéologie théorique.* Dunod, Paris, 1955.

[2] Bombled I. P. : *Rhéologie du beton frais.* Revue de materiaux de constructions et des travaux publics, nr. 591 1964.

[3] * * * : *Dictionnaire de rhéologie,* Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, nr. 252, 1968.

[4] Litvin A., Pfeifer D. : *Amestecuri cu granulometrie pentru beton cu agregate aparente turnate pe loc.* Journal of the American Concrete Institute (SUA), nr. 5, 1965.

[5] Fietelson L. ş. a. : *Frecevența proprie a oscilației particulelor din amestec și alegerea regimurilor de vibrare a betonului.* (Traducere la Institutul politehnic Cluj, catedra construcții de beton armat).

[6] Ovicinicov P., Cuzmin E. : *Despre mecanismul vibrocompactării amestecurilor pentru construcții* (Traducere la Institutul politehnic Cluj, catedra construcții de beton armat)

[7] Weltern E. : *Vibrarea. Aplicațiile sale practice la betonul proaspăt.* Revue de materiaux de construction, nr. 545, 1961.

[8] Viespescu D., Moscovici P. : *Vibrarea intensivă și prelungită a betonului.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 2 și 3, 1965

[9] * * * *Vibrarea betonului.* Bull. Ciment, Elveția, nr. 21, 1967.

[10] Rebut P. : *Ghid practic pentru vibrarea betoanelor.* Editura tehnică, București.

[11] INCERC, *Instrucțiuni tehnice pentru compactarea prin vibrare a elementelor folosite la executarea elementelor prefabricate de beton armat și beton precomprimat.* București, 1969.

[12] Thompson M. S. : *Bule de aer la suprafața betonului.* Concrete, vol. III, nr. 2, 1969.

[13] Meizner : *Proprietățile betonului aparent.* Bau und Bauindustrie (RFG), nr. 21, 1959.

[14] Schonrok I. : *Executarea betonului aparent.* Deutsche Architektur (RDG), nr. 6/7, 1961.

[15] Mall G. : *Observații asupra betonului aparent.* Betonsteinzeitung (RFG), nr. 2, 1962.

[16] Rothfuchs G. : *Puncte de vedere cu privire la executarea betonului aparent.* Das Baugewerbe (RFG), nr. 21,

[17] Kunzel W. : *Betonul aparent ca mijloc de economie în construcții.* Bau und Bauindustrie (RFG), nr. 10, 1964.

[18] Kinnear R.G. : *Defecte de suprafață ale betonului.* Asociația pentru ciment și beton, Londra, iulie, 1964.

[19] Kunzel W. : *Le beton apparent dans les constructions.* Paris, Eyrolles, 1966.

[20] Adam N. : *Studiu asupra paramentelor de beton armat aparent.* Annales de l'Institut technique du batiment et des travaux publics, nr. 234, 1967.

[21] * * * : *Betoane aparente monolite cu parament brut cu agregate obișnuite.* Referat cu concluzii pe anul 1968, INCERC — Filiala Cluj.

[22] * * * : *Betoane aparente monolite cu parament brut cu agregate obișnuite.* Referat cu concluzii pe anul 1969, INCERC — Filiala Cluj.

PRODUCȚIA DE PANOURI MARI ÎN U.R.S.S. ÎN PERIOADA 1971—1975

În anii următori, în U.R.S.S. se prevede o dezvoltare rapidă a construcțiilor din panouri mari, acestea urmînd să reprezinte în 1975 50% din totalul construcțiilor de locuințe. O dată cu creșterea apreciabilă a volumului producției se prevede și o acțiune de diversificare, fabricile de panouri mari urmînd să asigure elemente pentru clădiri cu diferite forme în plan, număr de etaje, soluții de partiu, finisaj etc.

Experiența de pînă acum a arătat că specializarea strictă a fabricilor pentru producerea unui nomenclator restrîns duce la dificultăți mari în cazul modificării proiectelor de clădiri. Astfel, după datele institutului de cercetări științifice T N I I E P-Jilișcea, modificări ale proiectului clădirilor duc, în cazul actualelor soluții tehnologice ale fabricilor de panouri mari cu o capacitate de cca 4 500 apartamente pe an, la o scădere a capacității de producție de 6—11%, datorită dificultăților adaptării tiparelor și altor utilaje. Ținîndu-se seamă de aceasta, pentru a se asigura posibilitatea diversificării proiectelor de clădiri din panouri mari s-a prevăzut crearea unor utilaje și tipare universale, care să permită producția de elemente ținînd seamă de perspectivele de dezvoltare în următorii 10—15 ani.

Institutul T N I I E P-Jilișcea a determinat gabaritele maxime ale elementelor pe grupe, care au fost aprobate de Comitetul de Stat pentru Construcții (GOSSTROI) U.R.S.S. Gabaritele maxime stau la baza unificării elementelor pentru fiecare serie și între diferitele serii.

Aceleași gabarite maxime servesc și la proiectarea utilajelor tehnologice universale, care pot fi utilizate la diferite serii de proiecte fără modificări importante. Tiparele sînt formate dintr-o parte constantă (fundul tiparului sau cortinele casetelor) și o parte variabilă (laterale mobile etc.), care determină dimensiunile și configurația elementelor (fig. 1).

Noile utilaje universale necesită un consum mai mare de metal, sînt mai complicate și mai scumpe decît cele actuale, specializate. Aceasta se explică, nu numai prin faptul că sînt destinate confecționării elementelor de mari dimensiuni, ci și prin cerințele sporite sub aspectul durabilității, gradului de mecanizare și universalității. Astfel apare necesitatea creării unui stoc de tipare și laterale de rezervă, spații suplimentare de depozitare pentru acestea etc.

De asemenea, tiparele destinate mai multor gabarite de panouri se dimensionează după cele cu dimensiuni maxime.

Toate acestea duc la creșterea investițiilor inițiale, însă permit ca pe viitor să se realizeze trecerea de la un proiect de clădire la altul fără cheltuieli importante.

Ținînd seamă că în anii următori se vor construi în U.R.S.S. numeroase fabrici de panouri mari, institutele Ghiprostrommaș și TNIIEP-Jilișcea, cărora le revine sarcina elaborării proiectelor tip, au cercetat circa 30 de fabrici existente de panouri. Pe baza acestei analize s-au stabilit soluțiile tehnologice cele mai avantajoase pentru producția diferitelor categorii de panouri (tabela 2).

Tabela 1

Gabaritele maxime ale elementelor

Destinația elementelor	Gabarite maxime (m)				
	Lungime	Lățime (înălțime)	Grosime	Greutate maximă (t)	
Pereți exteriori	7,2	3,1	0,25 ; 0,30 ; 0,35 ; 0,40	7,5	
Planșeu	7,2	3,0 (3,6)	0,12 (0,16, 0,22)	7,5	Panourile cu grosimea de 0,22 m au goluri longitudinale
Pereți interiori	7,2	3,0	0,12 ; 0,16	7,5	
Pereți despărțitori	6,3	2,7	0,06	5	

Notă: Cifrele din paranteză se referă numai la clădiri cu travee mari.

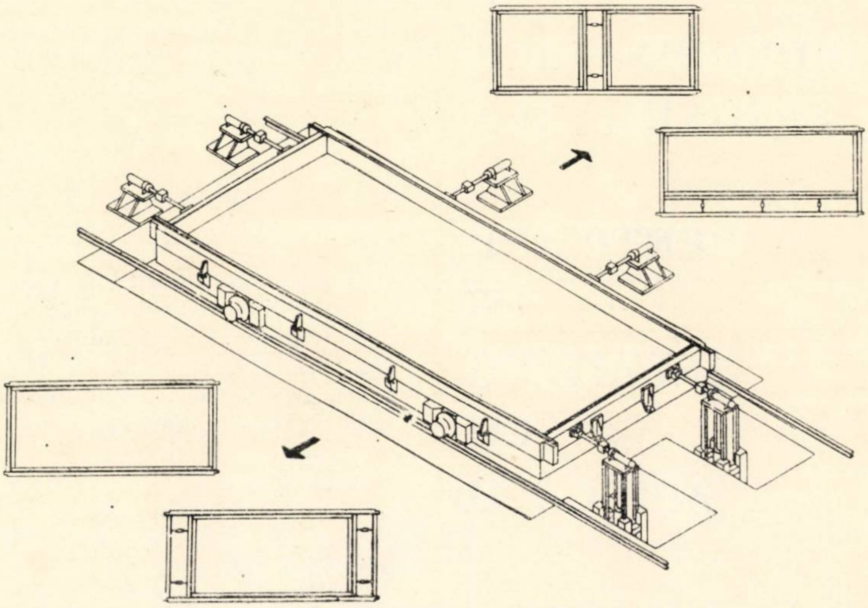


Fig. 1.

Tabela 2

Indicatorii tehnico-economici pentru principalele procedee tehnologice de producție a panourilor mari

DENUMIREA	PROCEDEUL TEHNOLOGIC			
	Unit. de măsură	Casete	Agregat de vibrolaminare	Lanț de agregate cu tipare încălzitoare suprapuse
— *PANOURI DE PEREȚI EXTERIORI*				
— Producția anuală	mii m^3	—	35,0	40,0
— Producția pe 1 m^2 hală de fabricație	m^3	—	15,1	25,0
— Consum de metal în utilaje şi tipare pe 1 m^3 producție anuală	kg	—	10,4	9,0
— Investiție specifică pe 1 m^3 producție anuală	ruble		18,1	12,0
— Consum manoperă pe 1 m^3	om-zile		0,50	0,45
— Preț de cost pe 1 m^3	ruble		35,0	26,0
— *PANOURI DE PEREȚI INTERIORI ŞI PLANŞEU*				
— Producția anuală	mii m^3	30,0	30,0	31,0
— Producția pe 1 m^2 hală de fabricație	m^3	25,0	18,7	16,0
— Consum de metal în utilaje şi tipare pe 1 m^3 producție anuală	kg	12,0	12,0	13,0
— Investiția specifică pe 1 m^3 producție anuală	ruble	15,0	20,0	15,0
— Consum de manoperă pe 1 m^3	om-zile	0,23	0,30	0,31
— Preț de cost pe 1 m^3.	ruble	16,0	21,0	17,0

(continuare la pagina 664)

Ing. S. Cruceanu
INCERC

BAZELE DE CALCUL PENTRU MODELAREA TERMICĂ ȘI HIDRODINAMICĂ APROXIMATIVĂ A VENTILĂRII ȘI ÎNCĂLZIRII CU AER CALD

Modelarea instalațiilor de ventilare și de încălzire cu aer cald este utilizată atît pentru determinarea condițiilor de confort pentru un caz dat, existînd posibilitatea de a experimenta mai multe soluții pentru a alege pe cea optimă, cît și ca o metodă de cercetare experimentală folosită pentru verificarea unor considerații teoretice sau pentru elaborarea unor concluzii fundamentate pe date experimentale, teoria similitudinii permițînd extinderea acestor concluzii pentru întreaga clasă de fenomene similare.

Îndeplinirea riguroasă a tuturor condițiilor de modelare cerute de teorema a III-a a similitudinii (sînt asemenea acele fenomene ale căror condiții de unicitate sînt asemenea, iar criteriile deduse din aceste condiții sînt identice) este greoaie și poate fi realizată numai în unele cazuri particulare. De aceea, în practica modelării instalațiilor de ventilare și încălzire cu aer cald se utilizează modelarea aproximativă.

Modelarea aproximativă se bazează pe două proprietăți ale fluidelor vîscoase : stabilitatea și automodelarea.

Prin automodelare se înțelege că modul de desfășurare a procesului este independent de valoarea criteriului determinant al procesului. Automodelarea are loc pentru un domeniu cuprins între anumite valori ale criteriului determinant, valori ce se determină experimental. Astfel, s-a stabilit experimental, pentru cazul mișcării fluidelor vîscoase, că pentru o valoare determinată a numărului *Re* ($Re > 2\ 300$), repartiția vitezelor, rezistența hidraulică și distribuția presiunilor rămîn constante și nu depind de criteriul *Re*.

Acesta este domeniul de automodelare pentru mișcarea fluidelor vîscoase. În acest domeniu nu este necesar a respecta egalitatea criteriilor *Re*.

Utilizînd modelarea aproximativă, s-a efectuat un mare număr de experiențe care au dus la o serie de concluzii importante, aplicate cu succes în proiectarea și exploatarea instalațiilor. Totuși, în unele cazuri, rezultatele obținute în natură au fost diferite de cele obținute pe model. Una dintre cauzele care au dus la aceste nepotriviri este faptul că în toate cazurile s-a considerat că avem convecție liberă. Or, în cazul ventilării sau al încălzirii cu aer cald, cînd aerul este suflat în încăpere sub formă de jeturi puternice avînd viteze și debite mari ($10 \div 20$ m/s) ($10\ 000 \div 50\ 000$ m^3/h), mișcarea aerului în încăpere este determinată în primul rînd de forțele de inerție, forțele ascensionale avînd un rol secundar și, ca atare, are loc fenomenul de schimb de căldură prin convecție forțată cu suprafețele limitatoare ale încăperii.

De aceea, lucrarea de față își propune să indice bazele de calcul pentru modelarea termică și hidrodinamică aproximativă, atît în cazul cînd schimbul de căldură are loc prin convecție liberă, cu ultimele completări și precizări făcute în acest domeniu, cît și pentru cazul cînd schimbul de căldură are loc prin convecție forțată. Întrucît este mai ușor a menține temperatura existentă în camera în care se află modelul supus studiului decît a crea temperatura pentru care s-a întocmit calculul de modelare, în lucrare se dau relațiile de calcul pentru determinarea temperaturii aerului introdus în model, în funcție de temperatura existentă în camera în care se află modelul. De asemenea, se indică modul de aplicare în practică a rezultatelor obținute.

Pentru realizarea asemănării trebuie asigurată similitudinea condițiilor de unicitate, care constau în următoarele:

1) asemănarea geometrică a modelului față de original;

2) asemănarea mărimilor fizice (λ; c_p; ν; γ; a) care participă la proces;

3) asemănarea condițiilor marginale (de frontieră) — (temperatura de intrare și de ieșire a fluidului, viteza de intrare, legea de distribuție a vitezelor etc.).

Prima condiție de unicitate (asemănarea geometrică) poate și trebuie să fie realizată întocmai.

A doua condiție de unicitate (asemănarea constantelor fizice) este cel mai greu de respectat. Totuși, creînd toate celelalte condiții, asigurînd asemănarea cîmpurilor de temperaturi și luînd pe model temperaturi apropiate ca valoare de temperaturile din natură, creăm premisele pentru asemănarea constantelor fizice. În acest caz, dacă modelarea se face cu aer, scările constantelor fizice devin unitare ($C_g=1$; $C_\beta=1$; $C_{c_p}=1$; $C_\gamma=1$; $C_\nu=1$; $C_a=1$).

A treia condiție de unicitate în regim staționar se compune din două condiții:

a) condiția similitudinii introducerii aerului care se realizează prin introducerea aerului pe model geometric asemenea cu introducerea în original;

b) condiția similitudinii cîmpurilor de temperatură la frontiere.

Ecuația de mișcare a fluidelor vîscoase (Nevier—Stokes), particularizată pentru mișcarea liberă în regim staționar și corectată cu termenul ascensional, este de forma

$$(\overline{w}\ \mathrm{grad})\ \overline{w} = g(1-\beta\Delta t) + \nu\nabla^2\overline{w} \qquad (1)$$

în care:

$\overline{w}$ este vectorul vitezei avînd componentele w_x; w_y; w_z pe cele trei axe de coordonate, exprimat în m/s;

g — accelerația gravitației, în m/s^2;

Δt — diferența de temperatură între straturile inferioare de fluid calde și straturile superioare reci care determină apariția forței ascensionale, în °C;

β — coeficientul de dilatare volumetrică.

$$\beta = \frac{1}{273{,}16 + \dfrac{t_{\text{perete}} + t_{\text{fluid}}}{2}}$$

ν — vîscozitatea cinematică, în m^2/s.

Scriind această ecuație pentru mișcarea aerului în încăperea studiată și în modelul acestei încăperi și punînd condiția ca aceste două mișcări să fie asemenea, ceea ce implică egalitatea relațiilor dintre constantele de asemănare ale parametrilor fiecărui termen al ecuației (1), rezultă următoarele egalități între aceste constante:

$$\frac{C_w^2}{C_l} = C_g = C_g C_\beta C_{\Delta t} = C_\nu \frac{C_w}{C_l^2}. \qquad (2)$$

Din

$$\frac{C_w^2}{C_l} = C_\nu \frac{C_w}{C_l^2} \qquad (2')$$

rezultă criteriul lui Reynolds:

$$Re = \frac{wl}{\nu}. \qquad (3)$$

Din

$$\frac{C_w^2}{C_l} = C_g C_\beta C_{\Delta t} \qquad (2'')$$

rezultă criteriul lui Arhimede:

$$Ar = \frac{gl}{w^2}\Delta t\,\beta. \qquad (4)$$

Deci modelarea termică și hidrodinamică exactă a instalațiilor de ventilare și încălzire cu aer cald necesită realizarea similitudinii condițiilor de unicitate și egalitatea criteriilor *Re* și *Ar* în model și natură, calculate la frontiera domeniului de similitudine, adică pentru valorile numerice pe care le iau parametrii ce intervin în aceste criterii la frontiera domeniului.

În cazul modelării aproximative nu este necesar a asigura egalitatea criteriilor *Re* în model și natură, fiind suficient a avea, atît în model, cît și în natură o valoare a criteriului *Re* care să se afle în interiorul domeniului de automodelare.

Să vedem acum, în cazul modelării aproximative, cum se calculează parametrii jetului de aer ce se suflă în modelul încăperii, atît în cazul cînd schimbul de căldură de la aerul din încăpere la fața interioară a suprafețelor limitatoare ale încăperii se face prin convecție liberă, cît și în cazul cînd acest schimb de căldură se face prin convecție forțată.

1. CAZUL CONVECȚIEI LIBERE

1.1. Scara vitezelor de suflare a aerului în încăpere

$$C_w = \frac{w''}{w'} \qquad (5)$$

în care:

w'' este viteza de suflare a aerului pe model, în m/s;
w' — viteza de suflare a aerului în natură, în m/s.

Trebuind să respectăm egalitatea criteriului *Ar* (4), în model și natură din relația (2''), rezultă:

$$C_w = \frac{w''}{w'} = \sqrt{C_g\, C_\beta\, C_l\, C_{\Delta t}}\,. \qquad (5')$$

Dacă este respectată a doua condiție de unicitate, modelarea se face cu aer și se alege $C_{\Delta t}=1$; rezultă:

$$C_w = C_l^{1/2} \qquad (5'')$$

adică scara vitezelor este rădăcina pătrată a scării lungimilor

$$\frac{w''}{w'} = \sqrt{\frac{l''}{l'}}$$

în care:

l'' este lungimea în model;
l' — lungimea corespunzătoare din natură.

1.2. Scara debitelor de aer suflate în încăpere

$$C_D = \frac{D''}{D'} = \frac{s''\, w''}{s'\, w'} \qquad (6)$$

în care:

D'' este debitul de aer suflat în model, în m^3/s;
D' — debitul de aer suflat în natură, în m^3/s;
s'' — secțiunea orificiului de suflare în model, în m^2;
s' — secțiunea orificiului de suflare în natură, în m^2.

Dacă este respectată a doua condiție de unicitate, modelarea se face cu aer și se alege $C_{\Delta t}=1$; rezultă:

$$C_D = C_l^{2\,1/2}. \qquad (6')$$

1.3. Scara temperaturilor la cedarea căldurii în încăpere de jetul de aer cald

$$C_{\Delta t} = \frac{\Delta t''}{\Delta t'} = \frac{t''_o - t''_a}{t'_o - t'_a} \qquad (7)$$

în care:

t''_o este temperatura medie a jetului de aer cald suflat în model, la ieșirea din orificiu, în °C;
t'_o — temperatura medie a jetului de aer cald suflat în natură, la ieșirea din orificiu, în °C;
t''_a — temperatura medie a aerului absorbit din model, în °C;
t'_s — temperatura medie a aerului absorbit din încăpere, în °C.

Conform celor arătate mai înainte, pentru simplificarea calculelor este indicat a se adopta pentru acest raport de asemănare valoarea unitară.
Deci:

$$C_{\Delta t} = 1.$$

De remarcat că aceasta nu implică egalitatea temperaturilor din model cu cele din original, ci numai egalitatea diferențelor de temperatură.

1.4. Scara debitelor de căldură cedate de jetul de aer în încăpere

$$C_Q = \frac{Q''}{Q'} = \frac{C''_{c_p}\gamma'' D''(t''_o - t''_a)}{C'_{c_p}\gamma' D'(t'_o - t'_a)} = C_{c_p} C_\gamma C_D C_{\Delta t}. \qquad (8)$$

Dacă este respectată a doua condiție de unicitate, modelarea se face cu aer și se alege $C_{\Delta t}=1$; ecuația (8) ia forma:

$$C_Q = C_l^{2\,1/2}. \qquad (8')$$

1.5. Scara pentru cedarea căldurii prin transmisie spre exterior

$$C_{Q_{tr}} = \frac{Q''_{tr}}{Q'_{tr}} = \frac{\alpha''\, S''\, \Delta t''_{tr}}{\alpha'\, S'\, \Delta t'_{tr}} = C_\alpha\, C_1^2\, C_{\Delta t_{tr}} \qquad (9)$$

în care:

α'' este coeficientul de schimb de căldură prin convecție de la aerul din interiorul modelului la fața interioară a suprafețelor limitatoare ale machetei, în kcal/m$^2\cdot$h$\cdot$grd;
α' — coeficientul de schimb de căldură prin convecție de la aerul din interiorul încăperii la fața interioară a suprafețelor limitatoare ale încăperii, în kcal/m$^2\cdot$h$\cdot$grd:
S'' — aria suprafețelor limitatoare ale modelului care se află în schimb de căldură cu aerul din interiorul modelului, în m^2;
S' — aria suprafețelor limitatoare ale încăperii care se află în schimb de căldură cu aerul din interiorul încăperii, în m^2.
$\Delta t''_{tr}$ — diferența dintre temperatura medie a aerului din model și temperatura superficială medie interioară a suprafețelor limitatoare, în °C — $\Delta t''_{tr} = t''_i - t''_s$;
$\Delta t'_{tr}$ — diferența dintre temperatura medie a aerului din încăpere și temperatura superficială medie interioară a suprafețelor limitatoare, în °C —$\Delta t'_{tr} = t'_i - t'_s$.

În cazul convecției libere în spații deschise:

$$Nu = C\,(Gr\,Pr)^n \qquad (10)$$

în care

Nu este criteriul lui Nusselt $Nu = \frac{\alpha 1}{\lambda}$;
λ — coeficientul de conductivitate termică a aerului, în kcal/m·h·grd;
Gr — criteriul lui Grasshoff $Gr = Ar\,Re^2 = \frac{gl^3}{\nu^2}\beta\Delta t_{tr}$;
Pr — criteriul lui Prandtl — $Pr = \frac{\nu}{a}$;
a — difuzivitatea termică, în m²/s.

Conform datelor experimentale [3] la schimbul de căldură în regim turbulent dezvoltat, pentru $(Gr\,Pr) > 2 \times 10^7$ (cazul în care se încadrează marea majoritate a instalațiilor de ventilație și de încălzire cu aer cald), C și n au valorile $C = 0{,}135$; $n = 1/3$.
De aici rezultă:

$$\alpha = 0{,}135\left(\frac{\beta g}{\nu a}\right)^{1/3}\Delta t_{tr}^{1/3} \qquad (11)$$

adică în acest caz α este automodelat în raport cu dimensiunile suprafețelor de schimb de căldură.

Relația (11) se poate scrie în forma restrînsă

$$\alpha = A\,\Delta t_{tr}^{1/3} \qquad (11')$$

în care:

A este o constantă în care sînt incluse valorile mărimilor fizice din relația (11).

Scara coeficienților de schimb de căldură va fi

$$C_\alpha = \frac{\alpha''}{\alpha'} = \frac{A''\,\Delta t_{tr}''^{\,1/3}}{A'\,\Delta t_{tr}'^{\,1/3}} = C_A\,C^{1/3}_{\Delta t_{tr}}. \qquad (12)$$

Introducînd relația (12) în ecuația (9) obținem:

$$C_{Q_{tr}} = \frac{Q''_{tr}}{Q'_{tr}} = C_A\,C_l^2\,C^{4/3}_{\Delta t_{tr}}. \qquad (9')$$

În regim staționar, căldura cedată de jetul de aer în încăpere este egală cu cea transmisă prin suprafețele limitatoare spre exterior. Aceasta duce la egalitatea ecuațiilor (8′) și (9′), iar dacă este respectată a doua condiție de unicitate și modelarea se face cu aer, vom avea:

$$C_l = \frac{C^{8/3}_{\Delta t_{tr}}}{C^3_{\Delta t}}. \qquad (13)$$

Dacă se adoptă o singură scară pentru diferențele de temperatură, rezultă că:

$$C_{\Delta t} = \frac{1}{C_l^3} \qquad (13')$$

adică scara diferențelor de temperatură va fi cubul inversului scăderii lungimilor, ceea ce este practic imposibil de realizat.

$\left(\text{De ex: pentru } C_l = \frac{1}{10} \text{ rezultă } C_{\Delta t} = 1\,000\right)$.

Pentru soluționarea acestei dificultăți, Baturin și Elterman [1] propun a se adopta două scări de temperaturi: o scară de temperaturi pentru cedarea căldurii de jetul de aer în încăpere ($C_{\Delta t}$) și o altă scară de temperaturi pentru cedarea căldurii prin transmisie spre exterior ($C_{\Delta t_{tr}}$). Întrucît în domeniul în care se realizează similitudinea nu poate exista decît o singură scară pentru diferențele de temperatură, se exclud din acest domeniu suprafețele care se află în schimb termic cu aerul din interiorul încăperii, precum și o zonă apropiată de aceste suprafețe.

1.6. Scara temperaturilor la transmiterea căldurii spre exterior

Din cele arătate rezultă că scara temperaturilor pentru transmiterea căldurii spre exterior va depinde de scările alese pentru lungimi și pentru temperaturi la cedarea căldurii de jetul de aer în încăpere.

Dacă este respectată a doua condiție de unicitate, modelarea se face cu aer, iar $C_{\Delta t} = 1$; vom avea:

$$C_{\Delta t_{tr}} = \frac{\Delta t''_{tr}}{\Delta t'_{tr}} = \frac{t''_i - t''_s}{t'_i - t'_s} = C_l^{3/8}. \qquad (14)$$

2. CAZUL CONVECȚIEI FORȚATE

Și în cazul cînd schimbul de căldură dintre aerul din încăpere și suprafețele limitatoare ale încăperii are loc prin convecție forțată, relațiile stabilite pentru scara vitezelor (5′), scara debitelor de aer (6′), scara temperaturilor la cedarea căldurii în încăpere de jetul de aer cald (7) și scara debitelor de căldură cedate de jetul de aer în încăpere (8′) rămîn valabile. Relația pentru scara cedării căldurii prin transmisie spre exterior se modifică însă datorită faptului că în convecția forțată ecuația criterială pentru calculul lui α este calitativ deosebită.

2.1. Scara pentru cedarea căldurii prin transmisie spre exterior

În cazul convecției forțate în lungul unui perete plan, ecuația criterială pentru calculul lui α este de forma:

$$Nu = C\,Re^m\,Pr^n \qquad (15)$$

de unde rezultă

$$\alpha = C\,\lambda\,\nu^{n-m}\,a^{-n}\,w^m\,l^{m-1}. \qquad (16)$$

Relația (16) poate fi scrisă în forma restrînsă

$$\alpha = B\,w^m\,l^{m-1} \qquad (16')$$

în care:

B este o constantă în care sînt incluse valorile mărimilor fizice.

Scara coeficienţilor de schimb de căldură va fi

$$C_\alpha = \frac{\alpha''}{\alpha'} = \frac{B'' w''^m l''^{m-1}}{B' w'^m l'^{m-1}} = C_B C_w^m C_l^{m-1}. \quad (17)$$

Introducînd relaţia (5″) în ecuaţia (17), dacă este respectată a doua condiţie de unicitate, modelarea se face cu aer, iar $C_{\Delta t}=1$; avem :

$$C_\alpha = C_l^{\frac{3m}{2}-1}. \quad (17')$$

În regim staţionar, căldura cedată de jetul de aer în încăpere este egală cu cea transmisă prin suprafeţele limitatoare spre exterior. Considerînd că este respectată a doua condiţie de unicitate, iar modelarea se face cu aer, avem

$$C_l = \frac{C_{\Delta t_{tr}}^{\frac{2}{3(1-m)}}}{C_{\Delta t}^{\frac{3-m}{3(1-m)}}}. \quad (18)$$

Dacă se adoptă o singură scară pentru diferenţele de temperatură, atunci :

$$C_{\Delta t} = \frac{1}{C_l^3}. \quad (19)$$

Deci şi în acest caz scara diferenţelor de temperatură va fi cubul inversului scării lungimilor, ceea ce este imposibil de realizat. De aceea şi în acest caz trebuie să recurgem la soluţia adoptării a două scări de temperatură.

2.2. Scara temperaturilor la transmiterea căldurii spre exterior

Adoptînd două scări de temperatură şi considerînd că este respectată a doua condiţie de unicitate, modelarea se face cu aer, iar $C_{\Delta t} = 1$; avem :

$$C_{\Delta t_{tr}} = C_l^{\frac{3(1-m)}{2}}. \quad (20)$$

Pentru exponentul criteriului lui *Re* din ecuaţia criterială pentru calculul lui α (15) diverşi autori indică diverse valori, după cum urmează :

[2] [3] — în cazul stratului limită laminar ($Re < 5 \times 10^5$)
m = 0,5 după Krujilin şi după calculul teoretic
[2] [3] [6] — în cazul stratului limită turbulent ($Re > 5 \times 10^5$)
$m = 0,8$ — experimental şi după calculul teoretic
[5] — $m = 0,75$
[4] — $m = 0,7 \div 0,8$ pentru $Re > 10^4 \div \div 10^5$.

Astfel, în cazul stratului limită laminar se adoptă :

$$C_{\Delta t_{tr}} = C_l^{0,75}, \quad (20\ a)$$

iar în cazul stratului limită turbulent :

$$C_{\Delta t_{tr}} = C_l^{0,3} \quad (20\ b)$$

3. DETERMINAREA TEMPERATURILOR DE SUFLARE ŞI DE ABSORBŢIE A AERULUI DIN MODEL

Dacă curgerea aerului în model este asemenea din punct de vedere termic şi hidrodinamic cu cea din natură, atunci scara temperaturilor pentru cedarea căldurii în încăpere pentru jetul de aer cald este valabilă pentru orice pereche de puncte din interiorul modelului similare cu cele din natură. Această scară odată aleasă, cunoscînd temperaturile din natură şi din model ale unui punct, precum şi temperatura unui punct din natură, putem determina prin calcul temperatura acestui punct în model.

În interiorul încăperii studiate existînd un punct a cărui temperatură este egală cu temperatura medie interioară (t_i'), iar punctul similar de pe model avînd o temperatură egală cu temperatura medie din interiorul modelului (t_i''), putem aplica raţionamentul pentru acest punct şi punctul în care se suflă sau se absoarbe aerul din model. Adică :

$$t_o'' = t_i'' + C_{\Delta t}\cdot(t_o' - t_i') \quad (21\ a)$$

$$t_a'' = t_i'' - C_{\Delta t}\cdot(t_i' - t_a'). \quad (21\ b)$$

Temperatura t_a'' se poate determina din relaţia :

$$Q_{tr}'' = k'' S''(t_i'' - t_e''), \quad (22)$$

iar

$$k'' = \frac{1}{\frac{1}{\alpha''} + \frac{\delta''}{\lambda''} + \frac{1}{\alpha_e''}} \quad (23)$$

în aceste relaţii :

t_e'' este temperatura mediului ambiant în care se află modelul, în °C;
δ'' — grosimea peretelui modelului, în m;
λ'' — coeficientul de conductivitate termică a materialului din care este confecţionat modelul, în kcal/m·h·grd;
α_e'' — coeficientul de schimb de căldură prin convecţie de la suprafaţa exterioară a modelului la aerul din camera în care este amplasată macheta şi se calculează cu relaţia (11) în care Δt_{tr} se va lua diferenţa de temperatură dintre temperatura suprafeţei exterioare a modelului şi temperatura aerului din cameră (t_e''), în kcal/m²·h·grd;
t_e'' — temperatura aerului din camera în care este amplasat modelul, în °C.

Din relaţiile (22) şi (23) rezultă :

$$t_i'' = t_e'' + \frac{Q''}{S''}\left(\frac{1}{\alpha''} + \frac{\delta''}{\lambda''} + \frac{1}{\alpha_e''}\right). \quad (24)$$

Pentru a calcula temperaturile de introducere și de absorbție a aerului în model, vom determina valoarea lui α'' cu relația (12) în cazul convecției libere, respectiv cu (17′) în cazul convecției forțate.

În cazul cînd suprafețele limitatoare ale modelului sînt executate din materiale diferite, avînd grosimi și coeficienți de conductivitate termică diferiți, temperaturile de introducere și de absorbție a aerului în model se vor calcula cu relațiile:

$$t''_o = t''_e + \sum \frac{Q''_i}{S''_i}\left(\frac{1}{\alpha''} + \frac{\delta''_i}{\lambda''_i} + \frac{1}{\alpha''_e}\right) + C_{\Delta t}(t'_o - t'_i) \tag{25 a}$$

$$t''_a = t''_e + \sum \frac{Q''_i}{S''_i}\left(\frac{1}{\alpha''} + \frac{\delta''_i}{\lambda''_i} + \frac{1}{\alpha''_e}\right) - C_{\Delta t}(t'_o - t'_i) \tag{25 b}$$

În aceste relații:

Q''_i este pierderea de căldură prin suprafața limitatoare i de pe model corespunzătoare pierderii Q'_i din natură, în kcal/h;

S''_j — aria suprafeței limitatoare i de pe model corespunzătoare ariei suprafeței limitatoare S'_i din natură, în m²:

δ''_i — grosimea elementului limitator i al modelului, în m;

λ''_i — coeficientul de conductivitate termică al materialului din care este executat elementul suprafeței limitatoare i, în kcal/m.h.grd.

Trebuie remarcat că în relațiile (25 a) și (25 b) s-a făcut aproximația că α'' și α''_e nu variază de la o suprafață limitatoare la alta, cu toate că valoarea coeficientului de schimb de căldură prin convecție depinde de diferența dintre temperatura aerului și temperatura superficială a suprafețelor limitatoare (relația (11′)), deoarece aceste diferențe sînt apropiate.

4. APLICAREA REZULTATELOR OBȚINUTE ÎN PRACTICA MODELĂRII

La modelarea ventilării sau a încălzirii cu aer cald a unei încăperi, calculul vitezelor, al debitelor de aer și de căldură și alegerea scării temperaturilor la cedarea căldurii nu prezintă complicații și este identic, atît în cazul convecției libere, cît și în cazul convecției forțate. Problema care se pune în cazul jeturilor de aer puternice este de a cunoaște dacă schimbul de căldură dintre aerul din încăpere și suprafețele sale limitatoare are loc prin convecție liberă sau prin convecție forțată, pentru întreaga suprafață a încăperii sau pentru anumite porțiuni ale suprafețelor limitatoare. Pentru delimitarea suprafețelor în care are loc un anumit fel de convecție și stabilirea valorii reale a coeficientului de schimb de căldură prin convecție α', pentru porțiunea respectivă, se propune următoarea metodă de calcul.

Se scriu expresiile căderii de temperatură de la aerul din interiorul modelului la aerul din exteriorul modelului [7]:

$$t''_i - t''_s = \Delta t''_{tr} = \sum \frac{Q''_i}{S''_i}\frac{1}{\alpha''} \tag{26 a}$$

$$t''_s - t''_{se} = \sum \frac{Q''_i}{S''_i}\frac{\delta''_i}{\lambda''_i} \tag{26 b}$$

$$t''_{se} - t''_e = \sum \frac{Q''_i}{S''_i}\frac{1}{\alpha''_e} \tag{26 c}$$

în care

t_{se} este temperatura superficială exterioară a elementelor limitatoare ale încăperii.

Introducînd relația (11) în (26 c) obținem

$$t''_{se} - t''_e = \sum \frac{Q''_i}{S''_i}\frac{1}{0{,}135\left(\frac{\beta g}{\nu a}\right)^{1/3}\lambda\,(t''_{se} - t''_e)^{1/3}}. \tag{26′ c}$$

Valoarea t''_{se} se determină rezolvînd prin încercări ecuația (26′ c). Cunoscînd t''_{se} se determină cu ajutorul relației (26 b) t''_s. Apoi se determină t''_i cu relația (26 a). În cazul cînd diferența dintre media temperaturilor interioare ale aerului din model, măsurate în apropierea stratului limită, și temperatura t''_s calculată cu relația (26 b), este mult mai mare decît diferența $t''_i - t''_r$ rezultată din relația (26 a), înseamnă că avem convecție forțată.

Pentru a determina pe α în cazul convecției forțate, pentru o anumită suprafață, determinăm viteza medie a aerului ce scaldă suprafața respectivă și calculăm valoarea lui α cu relația (16′). Apoi refacem calculul cu relațiile (26′ c), (26 b), (26 a) și vedem dacă se verifică.

Metoda expusă va fi folosită în cadrul secției de instalații din INCERC la studiul pe modele al încălzirii cu aer cald a halelor industriale pentru a determina pierderile de căldură pentru un caz dat, putîndu-se astfel alege soluția optimă, din punct de vedere economic, de introducere a aerului cald în hală, ținînd seama și de condițiile de confort.

Bibliografie

[1] Baturin V. V., Elterman V. M.: *Aerația promîșlenîh zdanii*. Izd. 2-e ispravlennoe i dopolnenoe. Gosizdstroi, Moscova, 1963.

[2] Davidescu Al., Mucica Gh.: *Schimbul de căldură în instalațiile industriale*. Editura Tehnică, București, 1964.

[3] Kutateladze S. S.: *Osnovî teorii teploobmena*. Izd. 2-e Mașghiz, Moscova — Leningrad, 1962.

[4] Kudriavțev E. V.: *Modelirovanie ventilaționîh sistem*. Stroiizdat, Moscova — Leningrad, 1950.

[5] Stoicescu L., Ștefănescu D., Grecu T., Dănescu Al.: *Termotehnica*. Litografia și tipografia învățămîntului, București, 1957.

[6] Șorin S.N.: *Teploperedacia*. Gosstroiizdat, Moscova, 1952.

DIMINUAREA ZGOMOTELOR ÎN INSTALAŢII

Ing. J. Sitaru
I. P. T. L.

INTRODUCERE

În oraşe, cartierele de locuinţe sînt de obicei situate în zonele cu zgomote reduse. Cu toate acestea, s-a constatat că în special în blocurile de locuinţe sînt surse de zgomot datorită diverselor aparate şi instalaţii. Acestea se propagă prin structura de rezistenţă a clădirii şi prin reţeaua de conducte. Este vorba de zgomotele „oferite'' de tehnica modernă, adică de cele produse de aspiratorul de praf, motorul hidroforului, liftul, instalaţiile sanitare etc.

În ţara noastră, problema zgomotelor şi a vibraţiilor constituie un capitol special din „Normele republicane de protecţia muncii'' care însă nu reprezintă decît directive generale, aşa încît este indicat a se aprofunda această problemă. Articolul de faţă îşi propune să prezinte rezultatele unor cercetări întreprinse la noi şi să informeze despre stadiul la care s-a ajuns în străinătate în lupta pentru diminuarea zgomotelor.

Această luptă este cu atît mai necesară, cu cît cercetările de azi au confirmat ipoteza că zgomotul şi vibraţiile sonore pot determina diverse tulburări în organism. Chiar dacă ar părea costisitoare, măsurile acestea de protecţie pot deveni în realitate o sursă de economii prin efectul lor asupra productivităţii muncii, deoarece, după cum se ştie, în linişte se munceşte mai cu spor! Trebuie menţionat însă că reducerea totală, eliminarea completă a zgomotelor din mediul în care trăim, pe lîngă faptul că practic este foarte greu de realizat, nici nu este de dorit, putînd avea repercusiuni nefavorabile asupra organismului uman.

În articolul de faţă se tratează numai o parte a acestei probleme şi anume zgomotele datorate instalaţiilor sanitare şi mijloacele prin care se obţine diminuarea lor. Pentru a putea vorbi de aceste măsuri este necesar a menţiona natura lor şi cauzele care le generează. După locul unde se produc, putem distinge:

a) Zgomote la armăturile obiectelor sanitare datorate aşa-numitului fenomen de cavitaţie, ce se produce la o închidere bruscă, în special cînd armăturile sînt defecte.

b) Zgomote ce se produc la umplerea obiectelor sanitare (ce se propagă atît prin aer, cît şi prin conducte şi piese de susţinere la structura de rezistenţă a construcţiei).

c) Zgomote ce se produc la golirea obiectelor sanitare (la băi şi vase de WC-uri), datorită antrenării aerului în conducta de golire.

d) Zgomote produse de agregatele aferente clădirii (maşini şi pompe cu piesele în mişcare rotativă).

e) Zgomote în conducte (datorite frecării de pereţii conductei) la viteze mari de scurgere.

Pentru a evidenţia o dată mai mult nivelul de zgomot atins în practică, arătăm mai jos unele rezultate obţinute de Institutul de cercetări în construcţii şi economia construcţiilor (INCERC) care a întreprins o serie de cercetări şi măsurători la un număr de apartamente din Bucureşti.

Nr. crt.	Locul măsurătorii	Nivel de zgomot dB (A)	Observaţii
1.	Robinet de serviciu din bucătărie	68—76	Zgomot produs de căderea apei
2.	Robinet de lavoar (camera baie)	66—76	idem
3.	Baterie de baie	68—75	idem
4.	Umplerea rezervorului WC	68	Zgomot produs de antrenarea aerului
5.	Golirea vasului WC	79—82	idem

Trebuie menţionat că măsurările nivelurilor de zgomot s-au făcut în dB (A) în conformitate cu prescripţiile tehnice de specialitate, înregistrîndu-se zgomotul global maxim.

În Republica Federală a Germaniei s-a legiferat prin DIN 4109 (redactarea din 1962) plafonul maxim al nivelului zgomotului admisibil în locuinţa vecină, datorită zgomotelor produse de instalaţiile de apă, la 30 dB.

MĂSURI PENTRU REDUCEREA NIVELULUI DE ZGOMOT

1. Zgomote datorate presiunii pe conducte

După concepţii moderne, pentru a combate fenomenul de cavitaţie nu s-a mers la limitarea vitezei, ci s-a adoptat principiul reducerii presiunii în mai multe trepte. Aceste zone de presiune depind de mai mulţi factori: presiunea din conducta de alimentare, presiunea de scurgere în punctul de consum şi presiunea maximă de scurgere admisibilă în punctul cel mai de jos de prelevare a unei zone.

Reductorii de presiune se dimensionează în funcţie de debitul ce curge prin conductă la viteze uzuale de 1—2 m/s. Trebuie avut în vedere că, în funcţie de tipul de reductor, există o diferenţă între presiunea de intrare şi cea de ieşire de una pînă la patru ats.

Într-o reprezentare schematică (fig. 1) a unei instalaţii de alimentare cu apă potabilă, presiunea de repaus h_R la armătură se micşorează cu pierderile de presiune în apometru şi în tronsoanele de lungimile l_1, l_2 şi l_3, ajungînd la presiunea de scurgere h_c. Sînt valabile ecuaţiile:

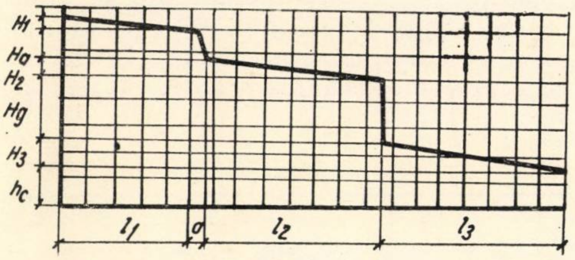
$$h_R = H_{\mathrm{disp}} - H_g, \text{ în m } H_2O$$

$$h_C = h_R - (H_a + H_1 + H_2 + H_3), \text{ în m } H_2O$$

în care presiunile au semnificaţiile notate în legenda din figură, iar pentru presiunea de scurgere (h_c) este valabilă formula lui Bernoulli

$$h_c = \frac{V^2}{2g}\gamma(\xi + 1).$$

a) schema presiunilor



b) schema instalaţiei

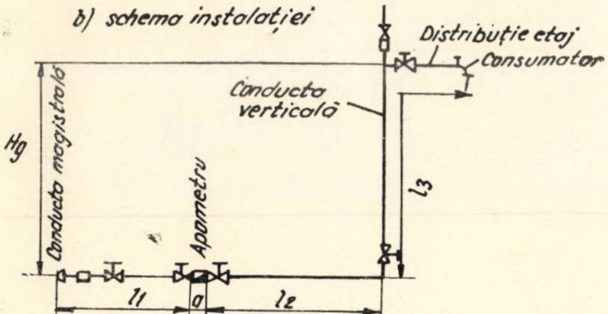


Fig. 1 – Reprezentarea schematică a unei instalaţii de alimentare cu apă potabilă:

H_1, H_2, H_3 = pierderi de presiune pe tronsoanele l_1, l_2 şi l_3
H_g = pierderea de presiune geodezică
H_a = pierderea de presiune în apometru
h_c = presiunea de scurgere

În literatura de specialitate se menţionează că, pentru funcţionarea normală a armăturii, viteza de scurgere trebuie menţinută la valori minime; de obicei se admite pentru h_c valori între 5—30 m H_2O.

2. Zgomote datorate fenomenului de cavitaţie

Dacă apa curge printr-o secţiune strangulată, ca în figura 2, se naşte în această secţiune o presiune p mai mică decît cea dinainte de strangulare sau, după relaţia lui Bernoulli, prin neglijarea frecărilor

$$\frac{V^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} = \text{const.}$$

în care: $V^2/2g$ este energia cinetică specifică raportată la unitatea de greutate şi p/γ este energia specifică de presiune.

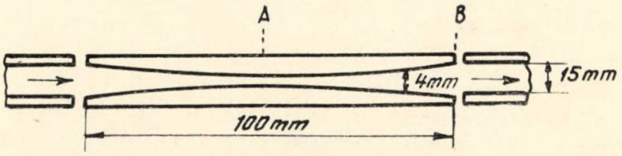


Fig. 2 – Fenomenul de cavitaţie într-un tub de plexiglas cu secţiune variabilă (secţiune)

În cazul scăderii presiunii apei sub presiunea atmosferică, apa poate să înceapă a „fierbe", adică să producă bule de aer care provoacă şi variaţii de presiune ce se aud sub formă de şocuri. Apariţia bulelor de aer, vizibile într-un tub de plexiglas cu dimensiunile indicate în figura 2, este influenţată de existenţa particulelor microscopice de aer din apă. Puţin după gîtuire, experienţa arată că se produc numeroase bule de aer, aşa încît, la o viteză de curgere destul de mare, ele ocupă toată secţiunea A—B.

Cu titlu informativ, s-a reprezentat variaţia nivelului de zgomot în funcţie de debit şi de presiune (fig. 3)

La un debit de 10 l/min, corespunzător unei viteze de 12 m/s, în secţiunea A—B din figura 2 apare fenomenul de cavitaţie. La creşterea debitului, nivelul acustic se ridică foarte mult, astfel că în intervalul de la 10 la 20 l/min, nivelul acustic creşte cu 33 dB (A). Creşterea este cu mult mai mare decît la alte armături. Concomitent creşte şi rezistenţa la curgere, aşa încît curba de creştere a nivelului acustic în funcţie de presiune capătă după punctul B (fig. 3), adică la încetarea fenomenului de cavitaţie, o formă mai proporţională.

3. Zgomote produse la umplere şi golire

Studierea a numeroşi parametri care intervin în fenomenul scurgerii, precum natura, diametrul, lungimea şi panta conductelor, dimensionarea orificiului de scurgere, tipul de sifon al lavoarului şi existenţa unei ventilaţii secundare, au permis să se tragă concluziile următoare:

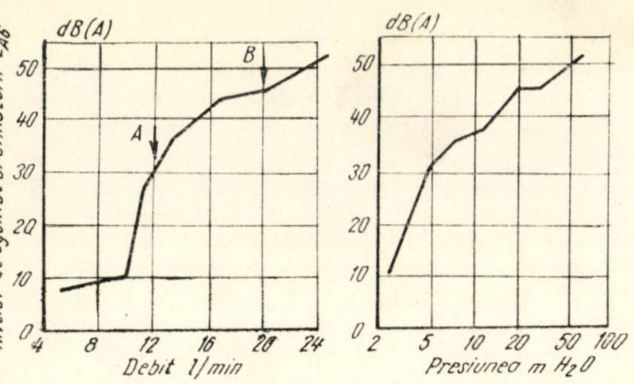


Fig. 3 – Nivelul de zgomot al curgerii prin tubul cu secțiune variabilă

A : începutul apariției fenomenului de cavitație

$Q = 10$ l/min

B : sfîrșitul fenomenului de cavitație (tubul cu secțiune variabilă e plin de bule de aer), corespunzător unei creșteri :

q de 12 l/min

p de 33 m H_2O

— la întrebuințarea lavoarelor din comerț este necesar să se realizeze o instalație de scurgere cu pantă dulce și cît mai scurtă;

— la întrebuințarea lavoarelor cu scurgere liniștită trebuie să se realizeze o legătură a preaplinului de la lavoar, la un punct în aval de sifonul principal, printr-un sifon auxiliar cu gardă hidraulică.

Zgomotele de golire de la băi se pot micșora printr-o dimensionare judicioasă a ventilului de golire și a racordului la conducta de scurgere.

Pentru diminuarea zgomotului ce ia naștere la umplerea rezervorului de WC se recomandă :

— montarea unei țevi plonjoare pînă la fundul rezervorului, pentru eliminarea zgomotului produs de căderea apei (vezi tabela de la pag. 660, întocmită de INCERC);

— modificarea sistemului de comandă a robinetului de umplere pentru ca acesta să aibă, în poziția deschis, întreaga secțiune liberă, obținîndu-se o reducere a timpului de umplere. Cu aceste modificări nivelul de zgomot se poate reduce cu 15 dB, iar durata zgomotului la jumătate.

În general, mai sînt necesare studii în paralel cu experiențe practice, ca cele din camerele de încercare de la C.E.B.T.P. (Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics) care merită să fie menționate. Golirea apei dintr-un obiect sanitar (lavoar, rezervor WC) se face în trei faze distincte (fig. 4) și anume :

a) începutul scurgerii, după îndepărtarea dopului; regimul de scurgere se stabilește fără perturbații;

b) după cca 10 secunde de la începutul scurgerii, aerul aspirat prin preaplin, traversînd sifonul, provoacă un nivel sonor foarte ridicat;

c) faza a treia care începe după golire, corespunzînd scurgerii apei din conductă; efectul de piston provocat de scurgerea lichidului produce o aspirație de aer care traversează sifonul și face ca nivelul sonor să se ridice și să atingă chiar un maximum.

4. Zgomote produse de aparate, mașini și pompe

Mersul liniștit al mașinilor și pompelor se obține prin lagăre alunecătoare și fabricarea de pompe cu turații reduse.

În urma unui studiu efectuat în 1966 la INCERC a rezultat că, în specificul din țara noastră, printre cele mai importante surse de zgomot se numără și motopompele pentru alimentarea cu apă a clădirilor. În vederea diminuării transmiterii zgomotelor în clădiri s-a preconizat realizarea unor fundații grele așezate pe un strat elastic, astfel încît să formeze un sistem oscilant cu o frecvență proprie mică în raport cu frecvența motopompei, precum și intercalarea unor legături elastice între motopompă și rețea.

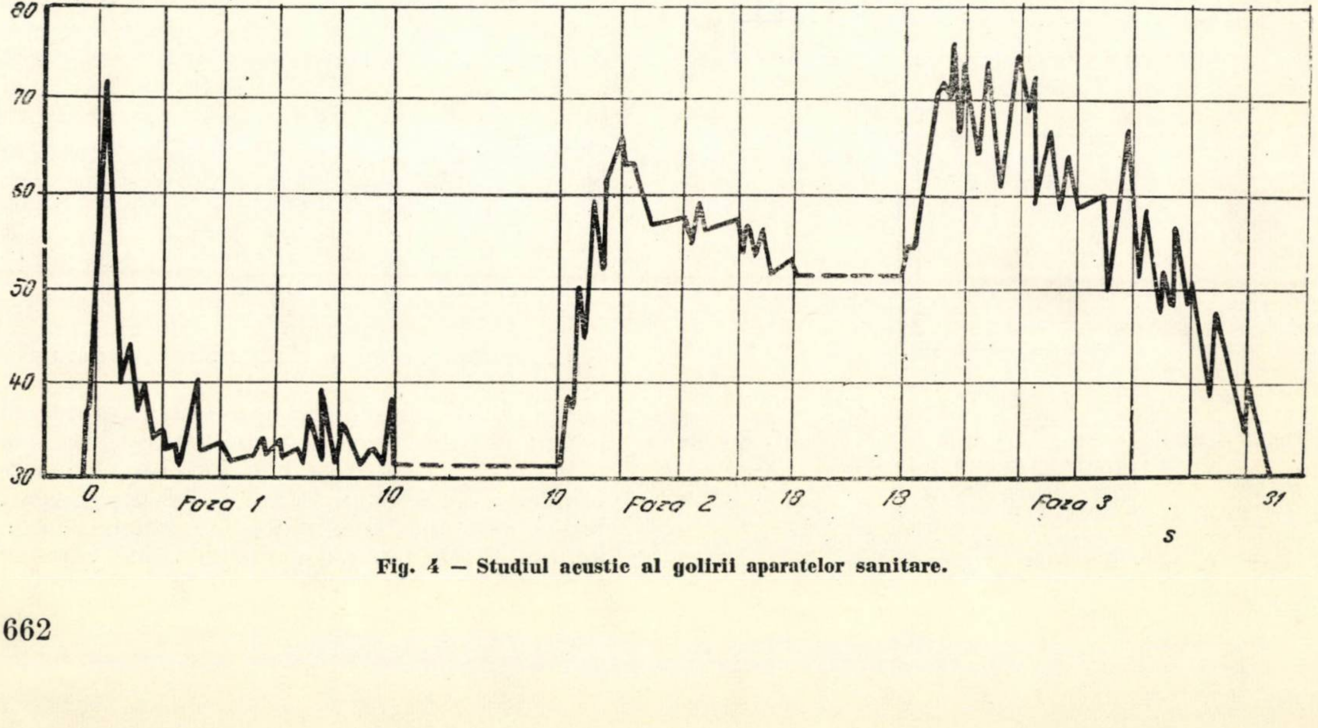


Fig. 4 – Studiul acustic al golirii aparatelor sanitare.

Reducerea nivelului de zgomot ce se obține în acest caz, în apartamentele din imediata vecinătate a agregatului, este de ordinul a 10–15 dB.

În alegerea soluției pentru fundații s-a luat ca bază principiul acordării joase, respectiv s-a urmărit ca motopompa împreună cu soclul de fundație să constituie un sistem oscilant cu o frecvență propric, cît mai redusă în raport cu frecvența forței perturbatoare. Ca material pentru stratul elastic s-au folosit plăci de plută expandată „SUPEREX", realizate din plută măcinată și aglomerată, sub presiune și temperatură, cu liant rezultat din rășinile proprii.

Pentru determinarea dimensiunilor soclului s-a considerat frecvența forței perturbatoare egală cu frecvența de rotație a mașinii, adică :

$$f \cong \frac{3000\ \mathrm{rot/min}}{60} \cong 50\ \mathrm{Hz}.$$

Pentru raportul dintre frecvența proprie a sistemului și frecvența forței perturbatoare s-au luat ca valori :

$$\frac{f_0}{f} = \frac{1}{4} \ldots \frac{1}{2{,}5}$$

adică :

$$f_0 = 12{,}5 \ldots 20\ \mathrm{Hz}.$$

Din determinările de laborator a rezultat că modulul de elasticitate dinamic al plutei expandate „SUPEREX" este de cca 12 kgf/cm². Folosindu-se plăci de 4 cm grosime, s-a luat în calcul o rigiditate de 3 kgf/cm².

Cu ajutorul relației :

$$f \cong 500 \sqrt{\frac{K}{m}}$$

în care s-a notat cu :

K — rigiditatea dinamică în kgf/cm²,
m — masa în kg/m²

a rezultat după efectuarea calculelor :

$$m \cong 5\,000\ \mathrm{kg/m^2}.$$

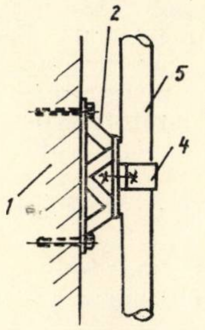
În cazul unui soclu cu o masă $M = 2\,500$ kg a rezultat din studiul INCERC suprafața de rezemare pe stratul elastic

$$S = \frac{M}{m} = 0{,}5\ \mathrm{m^2}.$$

5. Diminuarea răspîndirii zgomotelor

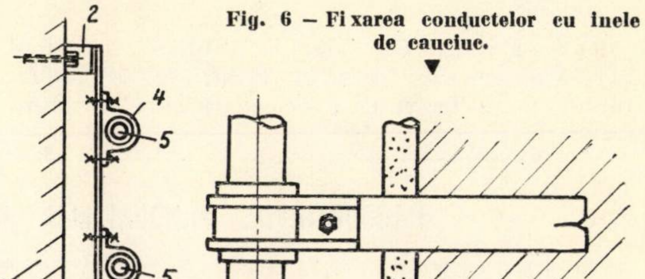
Zgomotele din instalații se propagă prin pereții conductelor și prin coloana de lichid la pereți și planșeele construcției. Din experiențele făcute în R.F.G. s-a constatat că pereții prefabricați, cu instalații continue prin toate nivelurile clădirii și izolate prin rosturi de restul clădirii, permit să se evite transmiterea zgomotelor, atît pe direcția orizontală către locuința vecină, cît și pe diagonală. De asemenea, cercetările au arătat că folosirea conductelor de P.V.C. este mai indicată, întrucît acestea transmit mai puțin zgomotele din instalații.

Conductele de apă rece și caldă, aparente sau îngropate, trebuie să fie izolate cu plută, cauciuc sau alt material elastic, la străpungeri sau în punctele de fixare. Răspîndirea zgomotelor este atenuată de materialele elastice la punctele fixe (fig. 5) sau la brățările de susținere (fig. 6).



◄ Fig. 5 – Fixarea conductelor cu șină metalică pe dibluri de cauciuc
1 — perete, 2 — suport de cauciuc, 3 — șină de fixare, 4 — platbandă, 5 — conductă.

Fig. 6 – Fixarea conductelor cu inele de cauciuc.
▼



Benzile de cauciuc de minimum 3 mm grosime trebuie să depășească cu 5 mm marginile brățării. Garniturile nu trebuie presate prea tare prin strîngere.

Propagarea zgomotului prin contactul corpurilor cu conductele de apă se poate diminua printr-un material cu coeficient mare de amortizare, cum este, de exemplu, nisipul. După experiențele făcute a rezultat că un strat de nisip cu secțiunea de 15 × 23 cm pentru o conductă de 3/4", produce o amortizare de 10–17 dB/m la 150 pînă la 3 200 Hz. Același strat de nisip are însă o influență redusă (cca 1 dB/m) la propagarea zgomotelor prin apă. Acestea provoacă vibrații în apă care se transmit prin stratul de nisip, așa încît măsura singură nu este eficace.

La obiectele sanitare — în special la băi și WC-uri — zgomotele de umplere și golire se transmit prin legături rigide la structura de rezistență a construcției. De aceea, fixarea rezervorului WC de peretele camerei printr-un strat izolant (tampoane de cauciuc) aduce o micșorare a propagării zgomotelor. La căzile de baie se recomandă montarea de suporturi de cauciuc sub picioarele căzii.

CONCLUZII

Prin cele expuse mai sus s-a căutat să se analizeze succint cauzele care duc la generarea de zgomote și mijloacele de a le diminua. De asemenea, trebuie subliniat că s-au menționat și unele rezultate obținute la noi, însă pentru atacarea problemei în mod serios — și în introducere s-a menționat pericolul reprezentat de zgomote — este necesară crearea unui laborator de studiu în această direcție.

În străinătate s-au făcut experiențe în laborator care, deși nu au încă rezultate aplicate pe scară largă în construcții, constituie totuși puncte de plecare în rezolvarea problemelor expuse în acest articol.

Astfel :

a) În Franța, B. Marseille publică un articol în „Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics" în care se referă la experiențele de laborator făcute și ajunge la concluzii interesante, și anume :

— nivelul de zgomot depinde de natura materialului din care se fabrică conductele (cupru, oțel, plumb, P.V.C. etc.) ;

— lungimea conductei influențează nivelul de zgomot (dublarea lungimii corespunde cu o creștere de cca 3 dB).

b) La Institutul federal pentru probarea materialelor din R.F.G. s-a proiectat o armătură de referință cu care se pot depista sursele de zgomot provocate de instalații.

Bibliografie

[1] Feurich H. : *Combaterea zgomotelor în practica instalațiilor.* Sanitär + Heizungstechnik nr. 1 și 2, 1966.

[2] I.N.C.E.R.C. : *Diminuarea zgomotului și vibrațiilor produse de instalații*, 1968.

[3] Feurich H. : *Diminuarea zgomotelor prin micșorarea presiunii.* Sanitär + Heizungstechnik nr. 3, 1966.

[4] Neubert H. : *Probleme de protecție împotriva zgomotelor ivite la proiectarea și executarea instalațiilor sanitare în locuințe.* Instalații pentru construcții, nr. 3 și 4, 1967, traducere I.D.T.

[5] Gösele K., Voigtsberger C.A.: *Zgomote produse de armături și mijloacele pentru diminuarea lor.* Gesundheitsingenieur, nr. 5, 1968.

[6] Marseille B. : *Zgomote transmise în clădiri prin conductele de apă și încălzire.* Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, nr. 180, 1962 și 197, 1964.

[7] C.E.B.T.P. : *Zgomotele aparatelor sanitare și transmisia lor prin conducte.* Bâtir, nr. 164, 1968.

PRODUCȚIA DE PANOURI MARI ÎN U.R.S.S. ÎN PERIOADA 1971 — 1975

(urmare de la pagina 653)

Pentru fabricile viitoare s-a stabilit să se elaboreze seturi de utilaje diferențiate în funcție de schema constructivă a clădirii, respectiv un set de utilaje pentru clădiri cu travee mică (pînă la 3,6 m), unde planșeele se execută din plăci masive, neprecomprimate, și un altul pentru clădiri cu travee mărită unde se utilizează fîșii cu goluri precomprimate. În tabela 3 se indică procedeele de confecționare și de tratament termic ale principalelor categorii de elemente, adoptate în proiectele tip ale noilor fabrici. Pentru a se realiza aceste proiecte este necesară elaborarea documentației tehnice și asimilarea a peste 90 de tipuri de utilaje noi, care să corespundă principiului universalității. Aceste utilaje urmează să intre în producția de serie în anii următori pentru a putea fi utilizate la producerea de clădiri după noile serii îmbunătățite de proiecte tip de clădiri din panouri mari.

Tabela 3

Procedee de confecționare adoptate în proiecte tip ale noilor fabrici de panouri mari din URSS

Categoria de elemente	Procedeul de confecționare	Procedeul de tratament termic
Panouri de pereți interiori și despărțitori ; plăcile de acoperire a cabinelor sanitare	În casete	Prin cortinele încălzitoare ale casetelor
Panouri de planșeu masive sau cu goluri, precomprimate (pentru clădiri cu travee mărite)	Pe linii tehnologice în lanț de agregate	În camere cu funcționare periodică
Panouri de planșeu masive neprecomprimate (pentru clădiri cu travee mici)	În casete	Prin cortinele încălzitoare ale casetelor
Panouri de pereți exteriori (în trei straturi sau într-un strat)	Pe linii tehnologice în conveier (cu circuit închis în plan vertical)	În pachete
Panouri de acoperiș, scări, podeste, elemente pentru loggii etc.	Pe linii tehnologice în lanț de agregate cu 5 posturi	În camere cu funcționare periodică
Elemente spațiale (cabine tehnico-sanitare, caje de lift, elemente pentru ventilații)	În tipare specializate	Prin pereții dubli ai tiparelor încălzitoare

După : „Beton i Jelezobeton" nr. 4/1970

UNELE ASPECTE PRIVIND

INFLUENŢA RADIAŢIEI SOLARE ASUPRA ACOPERIŞURILOR

cu hidroizolaţia aplicată direct pe termoizolaţie

Ing. E. Dimitriu-Vîlcea, fiz. Gh. Petrescu
INCERC

INTRODUCERE

Radiaţia solară reprezintă una din solicitările cele mai importante care acţionează asupra acoperişurilor-terasă şi în special asupra învelitorilor care le protejează.

În perioada de vară, datorită radiaţiei solare, acoperişurile sînt supraîncălzite, temperatura pe suprafaţa lor putînd atinge valori pînă la 85°C, îndeosebi la clădirile situate în zonele climatice toride din R.S. România.

Aceste supraîncălziri, care alternează cu răciri de la zi la noapte sau de la vară la iarnă, datorită variaţiei temperaturii şi precipitaţiilor atmosferice, pot produce degradări grave, care reduc durata de exploatare a acoperişurilor. Astfel, solicitările termice pot genera eforturi care depăşesc rezistenţele mecanice ale şapei-suport şi ale hidroizolaţiei, producîndu-le fisuri într-un timp relativ scurt de la punerea lor în operă.

Hidroizolaţia neprotejată suficient, expusă la radiaţia solară, se degradează repede prin îmbătrînirea şi rigidizarea bitumului, antrenînd putrezirea armăturilor organice din cartoanele şi pînzele bitumate sau detaşarea sa de pe şapa-suport ca urmare a formării băşicilor.

Degradări poate suferi şi termoizolaţia în cazul aplicării hidroizolaţiei direct pe ea, dacă materialul termoizolator suferă reduceri de volum la temperaturi ridicate. Acesta este cazul polistirenului celular la care temperatura maximă de folosire, peste care materialul începe să se înmoaie, este de + 75°C.

În sfîrşit, datorită supraîncălzirii, acoperişurile uşoare cu inerţie termică mică devin radiatoare de căldură, producînd supraîncălzirea încăperilor de sub acoperiş, înrăutăţind condiţiile de confort şi de exploatare.

De aici însemnătatea protecţiei hidroizolaţiei acoperişurilor moderne uşoare contra acţiunii radiaţiei solare în ceea ce priveşte mărirea durabilităţii elementelor componente ale acoperişurilor şi asigurarea condiţiilor interioare de climă.

Obiectul acestui articol îl constituie prezentarea rezultatelor experimentale privind comportarea la acţiunea radiaţiei solare a învelitorilor acoperişurilor moderne cu hidroizolaţii aplicate direct pe termoizolaţii rigide, uşoare, eficiente termic (ca de exemplu polistiren celular, beton celular autoclavizat) şi prevăzute cu diverse tipuri de protecţii: nisip sau pietriş, folii de aluminiu, vopsele în culori diferite etc.

1. RADIAŢIA SOLARĂ. DATE GENERALE.

Suprafeţele orizontale expuse la soare primesc de la acesta şi de la bolta cerească o cantitate de energie radiantă dată de expresia:

$$I_G = I_s \cos z + I_D$$

în care:

I_G este radiaţia globală;
I_s — radiaţia directă;
z — distanţa zenitală (unghiul de incidenţă al radiaţiei în raport cu normala la suprafaţă);
I_D — radiaţia difuză.

Din această energie, o parte este absorbită de suprafaţă în funcţie de factorul global de absorbţie al suprafeţei, iar alta este reflectată. Energia absorbită este transformată în căldură, avînd drept consecinţă ridicarea temperaturii suprafeţei în raport cu temperatura mediului ambiant. Sub acţiunea gradientului de temperatură astfel creat, o parte din căldură se va transmite în jos prin termoizolaţie, spre suprafaţa tavanului, în aerul din încăpere, iar alta se va transfera prin radiaţie şi convecţie în mediul înconjurător.

Pentru latitudinile din R.S. România, pe cer senin, radiaţia directă reprezintă principala componentă a radiaţiei globale. Valorile maxime observate în zonele de şes au fost de 1,4 cal/cm² min. În acelaşi timp, pe cer senin, valoarea radiaţiei difuze nu depăşeşte 0,2 cal/cm²min.

În perioada de iarnă, cînd cerul este complet acoperit de nori, radiaţia difuză devine însă principala componentă a radiaţiei globale.

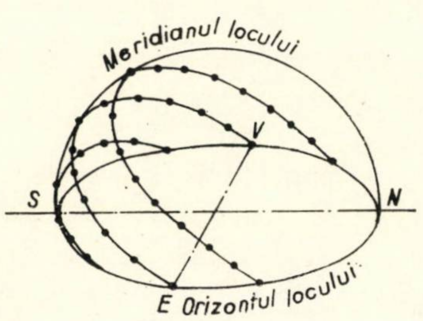


Fig. 1. Mişcarea aparentă a soarelui pe bolta cerească la datele echinocţiilor şi solstiţiilor

Considerînd în formula de mai sus numai radiaţia directă, se constată că aceasta depinde de distanţa zenitală, adică de unghiul format de direcţia soarelui cu verticala locului. Acest unghi prezintă atît o variaţie diurnă, cît şi una anuală.

În decursul unei zile, distanţa zenitală variază de la 90°, în momentul răsăritului sau apusului soarelui cînd intensitatea radiaţiei primite de o suprafaţă orizontală este nulă, pînă la o valoare minimă, care are loc în momentul trecerii soarelui la meridianul locului, adică la amiaza adevărată, cînd intensitatea radiaţiei este maximă.

Această distanţă zenitală minimă $z_{\min}$ sau respectiv complementul său, înălţimea soarelui deasupra orizontului maximă $h_{\max}$, depind atît de ziua din an în care se face observaţia, cît şi de latitudinea geografică a locului.

Numai pentru punctele situate pe ecuator razele solare pot cădea vertical pe suprafeţele orizontale (înălţimea deasupra orizontului $h_{\max} = 90°$ respectiv $z_{\min} = 0°$) şi aceasta numai la echinocţiul de primăvară sau de toamnă.

Pentru latitudinea Bucureştiului ($\varphi \approx 44°25'$ nord) soarele atinge înălţimea cea mai mare deasupra orizontului la solstiţiul de vară (21 iunie) cînd $h_{\max} = 69°02'$ şi respectiv $z_{\min} = 20°58'$.

În timpul celor două echinocţii (21 martie, 23 septembrie), distanţa zenitală a soarelui la amiaza adevărată este egală chiar cu latitudinea geografică a locului, dat fiind că la aceste date soarele se află în planul ecuatorului $h_{\max} = 45°35'$ (respectiv $z_{\min} = 44°25'$).

În sfîrşit, la solstiţiul de iarnă (21 decembrie) înălţimea maximă a soarelui deasupra orizontului nu mai atinge decît 22°08' (respectiv $z_{\min} = 67°52'$).

În figura 1 a fost reprezentat mersul aparent al soarelui pe bolta cerească în diverse perioade ale anului. Din figură se observă că cea mai mare înălţime a soarelui deasupra orizontului are loc în epoca solstiţiului de vară, la amiaza adevărată, şi că soarele răsare şi apune în punctele cardinale est şi vest numai la cele două echinocţii. La aceste date, durata zilei este egală cu a nopţii. În timpul solstiţiului de vară, soarele răsare şi apune ceva mai la nord de punctele cardinale est şi vest. Drumul străbătut de soare pe bolta cerească este mai lung, respectiv soarele rămîne mai mult timp deasupra orizontului, ziua este mai lungă decît noaptea şi implicit cantitatea de căldură primită în decursul unei zile este mai mare. În timpul solstiţiului de iarnă, soarele răsare şi apune mai la sud de punctele cardinale respective, iar ziua este mai scurtă decît noaptea, ceea ce contribuie şi mai mult la micşorarea cantităţii de căldură totală primită în decursul unei zile.

Aceste considerente concordă şi cu observaţiile directe efectuate la Bucureşti de Observatorul de fizica atmosferei al Institutului meteorologic, prezentate în figura 2. Datele din această

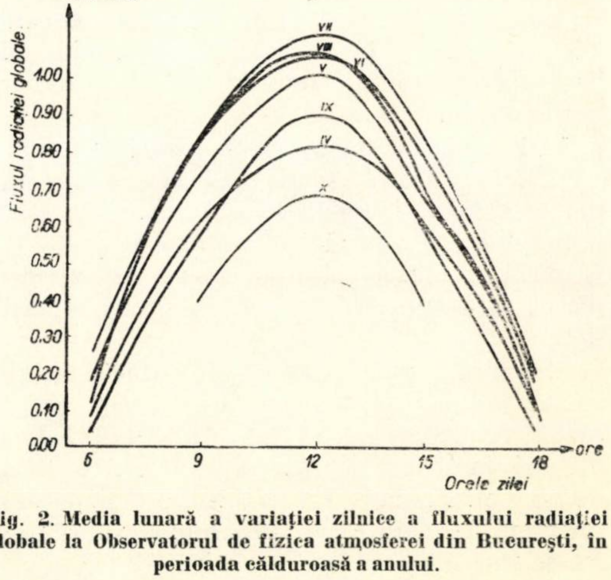


Fig. 2. Media lunară a variaţiei zilnice a fluxului radiaţiei globale la Observatorul de fizica atmosferei din Bucureşti, în perioada călduroasă a anului.

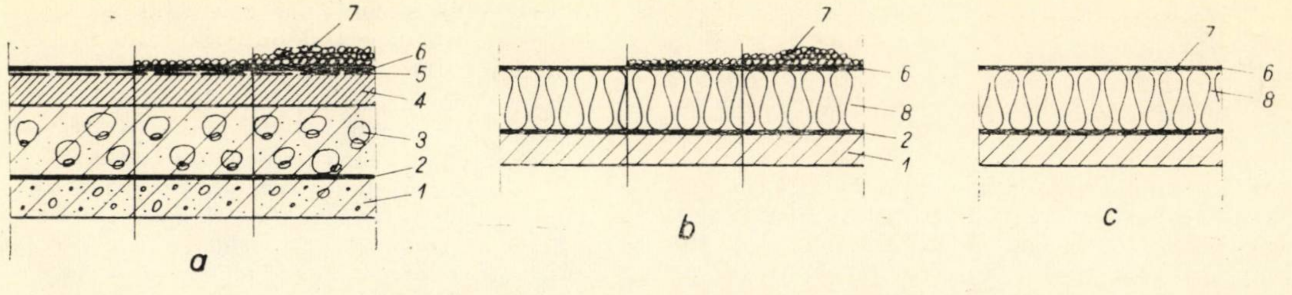


Fig. 3. **Acoperişuri cu termoizolaţie aplicată direct pe hidroizolaţie**

a — probă in situ la un acoperiş termoizolat cu plăci de beton celular autoclavizat; b — idem, cu termoizolaţie din plăci de polistiren celular; c — probă de laborator din hidroizolaţie aplicată pe polistiren celular.

1. — suport de beton armat de 3 cm grosime; 2. — barieră contra vaporilor (1 carton bitumat între 2 straturi de mastic de bitum); 3. — plăci termoizolatoare de beton celular autoclavizat de 12,5 cm grosime; 4.— şapă de mortar de 1,5 cm grosime; 5. — strat de difuzia vaporilor (carton bitumat perforat); 6. — hidroizolaţie; 7. — protecţie hidroizolaţie vopsea în culori deschise, nisip mărgăritar 6 kg/cm², pietriş 20 kg/m² sau strat pietriş 4 cm grosime; 8. — plăci de polistiren celular.

figură, care reprezintă medii lunare ale variaţiilor diurne pe o perioadă de 10 ani, arată că intensitatea maximă a radiaţiei solare se produce în luna iulie.

2. MĂSURĂTORI PRIVIND PARAMETRII FIZICI LEGAŢI DE RADIAŢIA SOLARĂ (FACTORUL DE REFLEXIE ŞI ABSORBŢIE, TEMPERATURA SUPRAFEŢELOR RADIANTE)

Experimentările privind factorii de reflexie şi temperaturile pe suprafaţa hidroizolaţiilor au fost efectuate în cursul anilor 1966 — 1969 pe probe expuse direct radiaţiei solare şi intemperiilor, precum şi pe probe de laborator expuse la radiaţii infraroşii, în scopul stabilirii eficienţei diferitelor soluţii de protecţie a învelitorii sub aspectul reducerii temperaturii hidroizolaţiei şi al menţinerii în timp a proprietăţilor reflectante.

Într-o primă etapă au fost experimentate diverse alcătuiri de acoperişuri-terasă cu termoizolaţii din plăci de polistiren celular sau beton celular autoclavizat şi cu protecţia hidroizolaţiei realizată din straturi de nisip şi pietriş de diverse grosimi (1,5 şi 4 cm), folii de aluminiu, vopsele în diverse culori, aplicate pe probe cu suprafaţa de 1,00 × 1,00 m (fig. 3 a, b).

Experimentările din a doua etapă se referă numai la protecţia hidroizolaţiei bitumate prin vopsitorii în diverse culori aplicate direct pe termoizolaţia din polistiren celular, pe probe de 20 × 20 cm (fig. 3 c).

a) Măsurători privind factorul global de reflexie

Unul din parametrii cantitativi care condiţionează caracterul regimului termic al suprafeţei acoperişurilor este factorul global de reflexie al radiaţiei solare, „albedoul", care este definit ca raportul dintre fluxul radiaţiei reflectate şi întregul flux al radiaţiei care cade pe suprafaţa dată.

În locul fluxurilor de energie radiantă se pot considera intensităţile de radiaţie, definite prin raportul dintre fluxurile de energie radiantă şi aria suprafeţei perpendiculare pe direcţia de propagare a fluxului de energie radiantă.

Experimentările efectuate au constat în măsurarea intensităţii radiaţiei incidente şi reflectate cu ajutorul unui albedometru cu baterii de elemente diferenţiale, etalonat cu un actinometru bimetalic Michelson-Martin.

Măsurătorile din cadrul fiecărui an au fost efectuate în aceleaşi zile de vară cu cer senin şi la ora trecerii soarelui la meridianul locului.

Rezultatele măsurătorilor privind factorii globali de reflexie (r) şi de absorbţie ($l - r$) sînt date în tabela 1.

Tabela 1

Factorii (r) şi ($l - r$) pentru diferite suprafeţe de protecţie a hidroizolaţiei

Nr. crt.	Denumirea materialului	factorii	
		r	$l - r$
1	Folie de aluminiu	0,85	0,15
2	Vopsea bleu deschis	0,33	0,67
3	Strat pietriş de 4 cm grosime	0,22	0,78
4	Idem, de 1,5 cm grosime	0,21	0,79
5	Nisip mărgăritar, 6 kg/m² greutate	0,20	0,80
6	Carton bitumat	0,06	0,94

Se constată că folia de aluminiu prezintă factorul de reflexie cel mai ridicat (85 %). Straturile de nisip şi pietriş pentru diverse grosimi au indicii r apropiaţi (20 %). Cartonul bitumat prezintă valorile r cele mai mici (6 %).

În timp, aceste valori se modifică datorită depunerilor de praf sau îmbătrînirii materialelor. Acest fapt este demonstrat prin curbele din figura 4.

Astfel, la aluminiu, factorul r se reduce la jumătate după circa 2 ani de expunere la intemperii, continuînd să scadă în timp, dar mai lent decît în prima perioadă. De asemenea, vopseaua bleu îşi pierde parţial proprietăţile reflectante, ajungînd, datorită prăfuirii şi îmbătrînirii, la

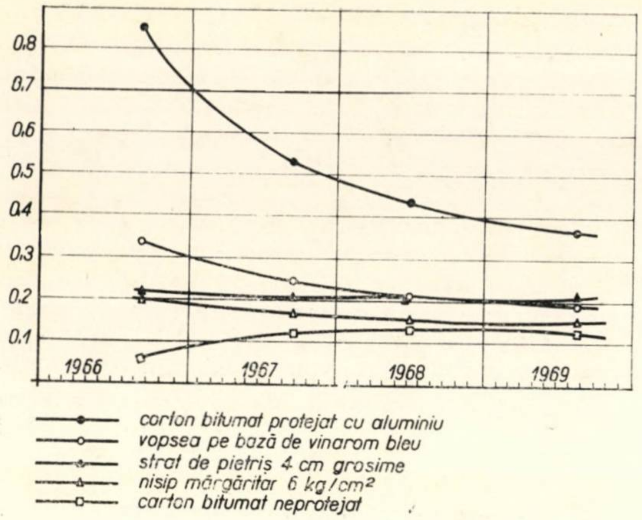


Fig. 4. Schimbarea în timp a coeficientului global de reflexie a radiației solare r pentru diverse protecții de învelitori.

valori apropiate celor caracteristice straturilor de pietriș, care rămîn practic neschimbate în timp.

În schimb, suprafața cartonului bitumat își îmbunătățește în timp calitățile reflectante, factorul r crescînd aproape la dublu, datorită prafului depus care conferă o culoare cenușie suprafeței negre a bitumului. Totuși, în comparație cu alte acoperiri, valoarea sa $r = 0{,}11$ rămîne încă foarte mică, astfel încît în practică nu se poate conta pe acest efect de îmbunătățire.

De asemenea, în funcție de frecvența precipitațiilor care spală suprafețele învelitorilor, valorile r se pot modifica.

În tabela 2 sînt date valorile r după o perioadă de secetă comparativ cu cele după ploaie.

Tabela 2

Influența precipitațiilor asupra factorului global de reflexie

Nr. crt.	Denumirea materialului	Factorul global de reflexie la 24.05. 1968	Factorul global de reflexie la 07.06.1968 (după o ploaie)
1	Protecție cu folie de aluminiu	0,35	0,43
2	Vopsea bleu deschis	0,21	0,23
3	Strat de pietriș 4 cm grosime	0,18	0,20
4	Strat de pietriș 20 kg/m²	0,18	0,20
5	Presărare cu pietriș (mărgăritar) 6 kg/m²	0,15	0,17
6	Carton bitumat neprotejat	0,12	0,11

Se constată că, în general, valorile factorului global de reflexie cresc după ce suprafețele au fost spălate de ploaie.

Excepție face cartonul bitumat neprotejat, la care factorul de reflexie prezintă o mică scădere.

Aceste date confirmă cele arătate mai sus privitor la acțiunea depunerilor de praf; aluminiul prezintă și aici variația cea mai mare.

Faptul că factorii globali de reflexie sînt influențați de cantitatea de praf din atmosferă și de intensitatea și frecvența precipitațiilor *demonstrează că judecarea eficienței unei soluții de protecție nu trebuie făcută după factorii de reflexie ai materialelor în stare nouă, prezentați uneori în literatură, ci că totdeauna trebuie să se aibă în vedere reducerea lor în decursul exploatării datorită intemperiilor.*

Aceasta arată, de asemenea, că este necesar a se lua unele măsuri pentru mărirea durabilității în timp și pentru micșorarea depunerilor de praf, de exemplu prin aplicare de lacuri peste suprafețele protejate cu folii de aluminiu sau vopsele.

b. **Temperatura pe suprafața hidroizolației**

Temperaturile superficiale s-au măsurat cu termoelemente din cupru-constantan cuplate la un compensator electronic înregistrator cu 12 puncte de înregistrare. Pentru măsurători s-a ales luna august, aceasta fiind una din cele mai călduroase luni de vară și cu nebulozitate mică.

În figura 5 se arată valorile temperaturilor superficiale obținute prin experimentările din prima etapă, în 2 august 1966. Temperatura aerului exterior a fost de + 31°C, cerul prezentînd înnorări parțiale.

Se constată că cele mai ridicate temperaturi în tot cursul zilei apar pe hidroizolația neprotejată, aplicată direct pe polistiren celular (curba notată cu 1). Maximum de temperatură atins pe această hidroizolație a fost de 76°C și a avut loc aproximativ la ora 12 și 40 min (soarele a avut înălțimea maximă deasupra orizontului la orele 12 și 20 min, iar maximum de temperatură a aerului s-a produs la orele 13 și 40 min.. ...14.00.

În mod excepțional, în zile foarte călduroase din luna iulie s-au atins temperaturi de 85°C, dar în majoritatea timpului nu s-a depășit valoarea de 80°C.

Din figura 5 se mai constată că același tip de hidroizolație, aplicată însă *pe beton celular autoclavizat*, prezintă o temperatură *maximă de numai 64°C*, adică cu 12 grade mai mică decît în cazul aceleia aplicate direct pe polistiren celular. Această diferențiere după temperaturi se datorește proprietăților termofizice diferite ale celor două materiale termoizolatoare : *betonul celular autoclavizat, avînd o conductivitate termică mai mare decît a polistirenului celular, permite să se transmită spre straturile sale inferioare și spre planșeu o cantitate mai mare din căldura produsă de radiație în stratul superior*; *pe de altă parte, avînd și un coeficient de asimilare termică mai ridicat, necesită* *o acumulare mai mare de căldură spre a-şi putea ridica temperatura în aceeaşi măsură ca polistirenul celular pentru care asimilarea termică este de cinci ori mai mică (0,36 faţă de 1,96 kcal/mhgrd).*

Dintre protecţiile experimentate în această grupă, cele mai eficiente în cazul aplicării hidroizolaţiei pe polistiren celular sînt acelea rezultate din stratul de pietriş de 4 cm grosime şi de folia de aluminiu în stare nouă.

Pentru cazul hidroizolaţiilor aplicate pe termoizolaţia din plăci de beton celular autoclavizat reducerea cea mai mare de temperatură pe suprafaţa acestora este dată de stratul de pietriş de 4 cm grosime, ceea ce se datoreşte atît factorului global de reflexie mare, cît şi masivităţii termice mari a ansamblului pietriş + beton celular autoclavizat.

Acest lucru se observă foarte clar şi din alura curbelor din figura 5. *In timp ce pentru hidroizolaţia aplicată pe polistiren celular, neprotejată sau protejată cu protecţii uşoare, curbele urmăresc toate variaţiile produse în intensitatea radiaţiei incidente datorite norilor, curbele de temperatură pentru protecţiile grele urmăresc din ce în ce mai lent variaţiile bruşte în intensitatea radiaţiei, astfel că pentru protecţiile cu 4 cm pietriş, pe polistiren celular şi beton celular autoclavizat, curbele devin aproape continue (curbele 9 şi 11 din fig. 5). De asemenea, maximum de temperatură pe suprafaţa hidroizolaţiei, în cazul acestor protecţii, se atinge după ora 15, adică cu două ore şi 40 de minute mai tîrziu decît pentru hidroizolaţia neprotejată.*

Oscilaţiile bruşte de temperatură care se produc pe suprafaţa hidroizolaţiei neprotejate contribuie, de asemenea, la îmbătrînirea rapidă a straturilor bituminoase ale hidroizolaţiei. În cursul măsurătorilor efectuate s-au observat şi oscilaţii de cca 30 de grade în 20 de minute.

În sfîrşit, în tabela 3 este redată media temperaturilor diurne maxime obţinute în luna august 1966 pentru diferitele protecţii cercetate, enumerate în ordinea eficienţei lor sub aspectul reducerii de temperatură realizate.

Şi din aceste date se constată că cea mai importantă reducere de temperatură este dată de stratul de pietriş de 4 cm grosime şi de folia de aluminiu, ale căror efecte sînt oarecum apropiate, deşi se produc pe căi diferite (masivitate termică, respectiv reflexie).

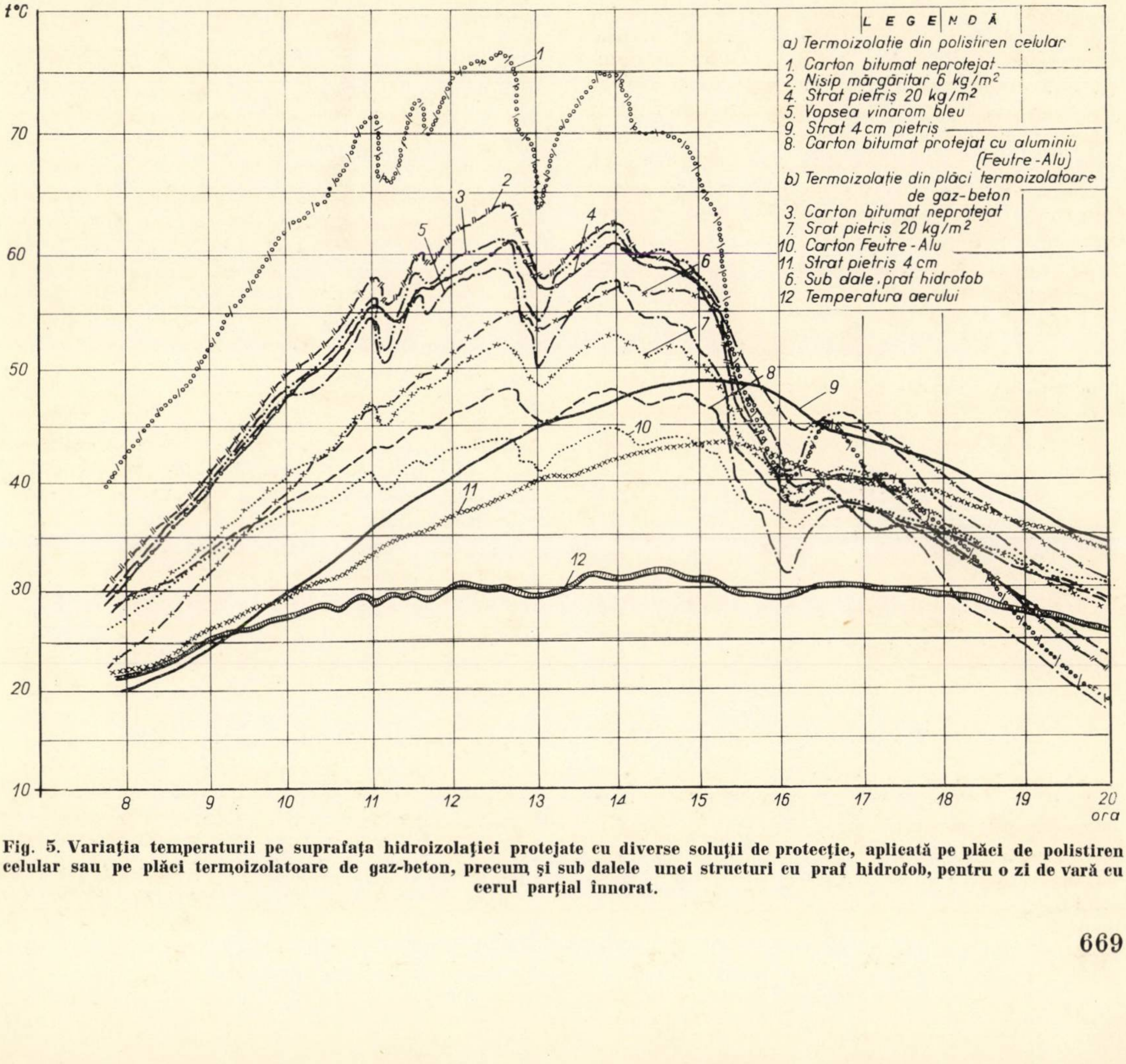


Fig. 5. Variaţia temperaturii pe suprafaţa hidroizolaţiei protejate cu diverse soluţii de protecţie, aplicată pe plăci de polistiren celular sau pe plăci termoizolatoare de gaz-beton, precum şi sub dalele unei structuri cu praf hidrofob, pentru o zi de vară cu cerul parţial înnorat.

Tabela 3

Media maximelor diurne de temperatură pentru luna august 1966 la diferite soluţii de protecţie

Termoizolaţia suport	Protecţia hidroizolaţiei	Media maximelor diurne în °C	Scăderea temperaturii faţă de hidroizolaţia neprotejată	
			în grade	în %
Polistiren	– Strat de pietriş 4 cm grosime	47,1	25,1	35,0
	– Protecţie cu aluminiu	47,4	24,8	34,0
	– Vopsea bleu	56,3	15,9	22,0
	– Strat de pietriş 1,5 cm grosime	58,3	13,9	19,0
	– Mărgăritar 6 kg/m²	60,0	12,0	17,0
	– Hidroizolaţia neprotejată	72,0	—	—
Beton celular autoclavizat	– Strat de pietriş 4 cm grosime	41,7	17,2	29,0
	– Protecţie cu aluminiu	43,4	15,5	26,0
	– Strat de pietriş 1,5 cm grosime	49,9	9,0	15,0
	– Hidroizolaţie neprotejată	58,9	—	—
Praf hidrofob	– Dale de beton 2 cm grosime	54,9	—	—

O protecţie ceva mai slabă o constituie aceea cu nisip mărgăritar 6 kg/m² şi aceea cu pietriş în strat de 1,5 cm grosime. Dacă la polistiren celular eficienţa stratului de pietriş de 1,5 cm este mai mare, la plăcile de beton celular autoclavizat nu apare justificată mărirea cantităţii de nisip de la 6 kg/m² la pietriş de 20 kg/m², cu condiţia că protecţia de 6 kg/m² să nu fie spălată de apa din precipitaţii de pe suprafaţa bituminoasă a hidroizolaţiei.

Vopsitoria în bleu dă o eficienţă intermediară între primele şi ultimele categorii de protecţii menţionate mai sus.

În figura 6 au fost extrase cîteva curbe reprezentative din diagramele înregistrate tot în luna august 1966, pentru două zile consecutive cu cerul senin (18 şi 19 august).

În perioada de insolaţie se observă că apar diferenţieri între curbe în funcţie de protecţia utilizată, precum şi de termoizolaţia suport, analoge celor prezentate în figura 5, dar se mai constată că şi în timpul nopţii se produc aceleaşi diferenţieri, dar cu sens schimbat şi la valori mai mici ale temperaturilor. În raport cu temperatura aerului se constată că, în timp ce pentru structurile aplicate pe beton celular autoclavizat, precum şi pentru protecţiile grele, temperatura hidroizolaţiei rămîne tot timpul peste temperatura aerului ambiant, pentru protecţiile uşoare aplicate la structura cu polistiren celular (cu excepţia aluminiului), temperatura coboară în timpul nopţii sub temperatura aerului. Pentru hidroizolaţia neprotejată sau pentru aceea protejată cu vopsea bleu (nedesenată în fig. 6), scăderea de temperatură atinge 5 — 6 grade şi 2 — 3 grade pentru hidroizolaţiile protejate cu 6 kg/m² nisip şi 20 kg/m² pietriş (nereprezentate în fig. 6).

Explicaţia constă în faptul că după apusul soarelui pierderile de căldură prin suprafaţa învelitorii vor fi date (în ipoteza neglijării schimbului de căldură convectiv şi a absenţei variaţiilor de căldură prin evaporarea sau con-

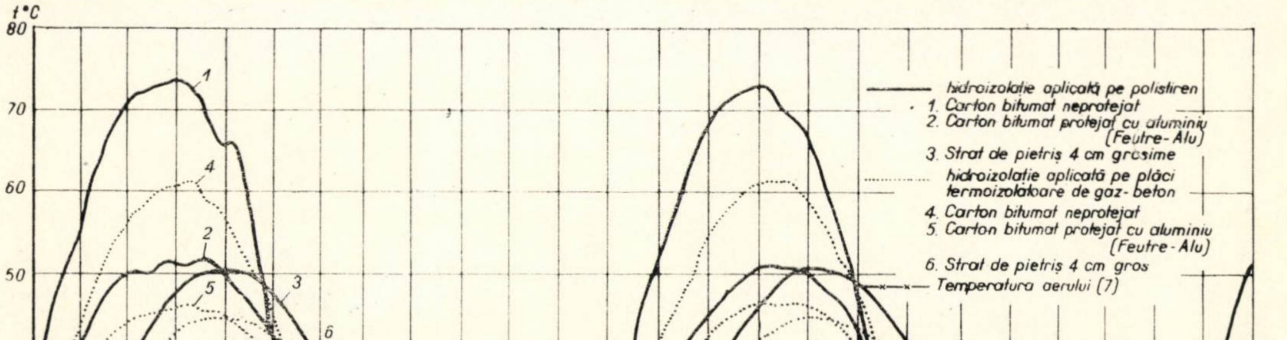


Fig. 6. Variaţia temperaturii pe suprafaţa hidroizolaţiei cu diverse protecţii aplicată pe polistiren celular sau pe b.c.a. pentru două zile de vară consecutive, cu cer senin.

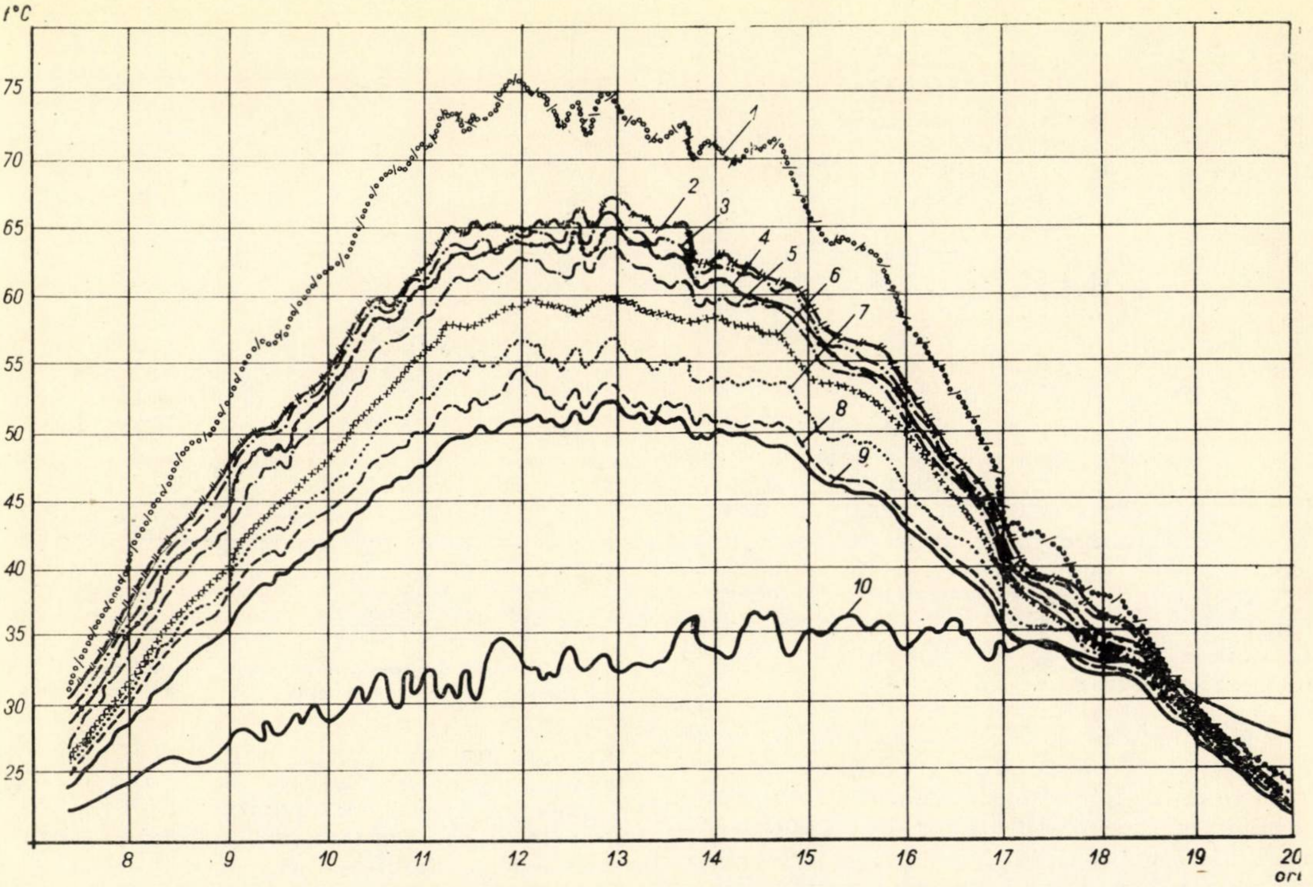


Fig. 7. Variaţia temperaturii hidroizolaţiei protejate cu diverse vopsele în decursul unei zile de vară

1. — carton neprotejat; 2. — vopsea bronz-aluminiu mată, cenuşie; 3. — vopsea bronz-aluminiu lucioasă, cenuşie; 4. — vopsea verde; 5. — vopsea vernil; 6. — placă azbociment lipită direct pe polistiren; 7. — vopsea galbenă; 8. — vopsea bleu deschis; 9. — vopsea crem; 10. — temperatura aerului.

densarea apei pe suprafaţa învelitorii) de radiaţia efectivă, denumită în meteorologie „radiaţia nocturnă I_N", obţinută din bilanţul între energia radiată în spaţiu J_E şi aceea primită de la atmosferă tot prin radiaţia I_A.

Cum temperaturile nu sînt „ridicate", această emisie şi absorbţie de radiaţie are loc în domeniul infraroşului îndepărtat, pentru care atît bitumul, cît şi protecţiile realizate cu vopsele colorate absorb integral şi deci se comportă ca nişte corpuri negre, indiferent de culoarea lor.

În aceste condiţii radiaţia este termică şi i se pot aplica legile Stefan-Boltzmann şi Planck.

Radiaţia atmosferei către suprafaţa pămîntului se calculează de asemenea în cadrul fizicii atmosferei, aplicînd legile lui Kirchhoff privitoare la radiaţia „neagră", la straturile succesive ale coloanei de aer.

La radiaţia atmosferei către suprafaţa acoperişului contribuie în mare măsură şi umiditatea aerului, întrucît apa are benzi puternice de absorbţie (şi deci şi de emisie) în infraroşu; astfel, norii mai groşi de 50 m pot fi trataţi drept corpuri negre în acest domeniu de radiaţie, ceea ce face ca pierderile de căldură prin suprafaţa acoperişului în timpul nopţilor cu cerul înnorat să fie mult mai reduse decît pe cer senin.

În sfîrşit, aplicînd legile de mai sus la condiţiile experimentărilor efectuate (cer senin, temperatura aerului 20°C, umiditatea relativă 65 %, temperatura suprafeţei hidroizolaţiei cca 288°K), se deduce pentru densitatea fluxului de energie radiantă emis de învelitoare $I_E = 320$ kcal/m^{2}h, iar pentru radiaţia emisă de atmosferă către învelitoare $I_A = 240$ kcal/m^{2}h. Efectuînd bilanţul energetic rezultă că acoperişul va pierde efectiv prin radiaţie nocturnă cca 80 kcal/m^{2}h.

Această pierdere de energie prin radiaţie are loc pe seama căldurii acumulate în protecţia hidroizolaţiei şi în termoizolaţie, care se va răci deci la suprafaţa sa superioară, creîndu-se astfel un gradient de temperatură pe verticală sub acţiunea căruia va apărea un flux de căldură de la straturile inferioare spre cele superioare ale termoizolaţiei.

Răcirea este cu atît mai mare cu cît coeficienţii care caracterizează asimilarea termică a termoizolaţiei, adică conductivitatea termică, căldura specifică şi densitatea aparentă, sînt mai mici şi cu cît radiaţia nocturnă este mai mare.

Pentru cazul izolaţiei din polistiren celular, calculele efectuate arată că scăderea de temperatură care se produce ar trebui să fie de 10°C, adică ceva mai mare decît scăderea măsurată efectiv, probabil datorită neglijării încălzirii suprafeţei de către aer prin convecţie.

Din curbele din figura 6 se mai constată că pentru suprafaţa protejată cu aluminiu pe polistiren celular, în timpul nopţii temperatura nu scade sub aceea a aerului ambiant, ceea ce arată că folia de aluminiu lucioasă nu poate fi tratată ca un corp negru nici chiar pentru lungimi de undă mari.

Pentru lotul al doilea de probe, care se referă numai la protecţiile prin vopsitorii cu diferite culori, aplicate pe hidroizolaţia bituminoasă, şi aceasta direct pe termoizolaţia din plăci de polistiren celular, se prezintă în figura 7 un extras din curbele înregistrate într-o zi călduroasă din august 1967.

Cum alcătuirea şi materialele componente sînt aceleaşi la toate probele, iar expunerea lor la radiaţie s-a făcut concomitent, rezultă că absorbţia radiaţiei de către diferitele vopsele, şi deci eficienţa lor sub acest aspect, poate fi judecată în primă aproximaţie după efectul de creştere a temperaturii pe suprafaţa lor. În realitate, suprafeţele mai calde vor pierde mai multă căldură atît în jos prin termoizolaţie spre planşeul de beton, cît şi prin convecţie şi radiaţie în aerul ambiant, astfel că diferenţierea după temperatură va fi ceva mai mică decît aceea după factorii de absorbţie sau de reflexie respectivi.

Se constată şi aici că temperaturile cele mai ridicate se obţin pentru cartonul neprotejat, iar cele mai coborîte la vopseaua crem.

Celelalte vopsitorii se situează între acestea, în funcţie de culoarea şi nuanţa folosită.

Pentru comparaţie s-a dat şi curba de temperatură pentru o placă de azbociment, nevopsită, aplicată pe polistiren celular în loc de hidroizolaţie. Se constată că numai vopselele galbenă, bleu şi crem, toate de culoare deschisă, au o comportare mai favorabilă decît aceasta. De asemenea se resimte stabilitatea termică ceva mai bună a plăcii de azbociment, prin aspectul mai aplatisat al curbei de temperatură respective.

Mai este de semnalat comportarea nesatisfăcătoare a bronzurilor de aluminiu care au efectul cel mai slab de scădere a temperaturii. Aceasta dovedeşte o dată în plus constatarea făcută anterior, anume că factorul de reflexie scade foarte mult pentru aluminiu atunci cînd suprafaţa sa nu mai este lucioasă (de ex. prin prăfuire, murdărire sau pe alte căi).

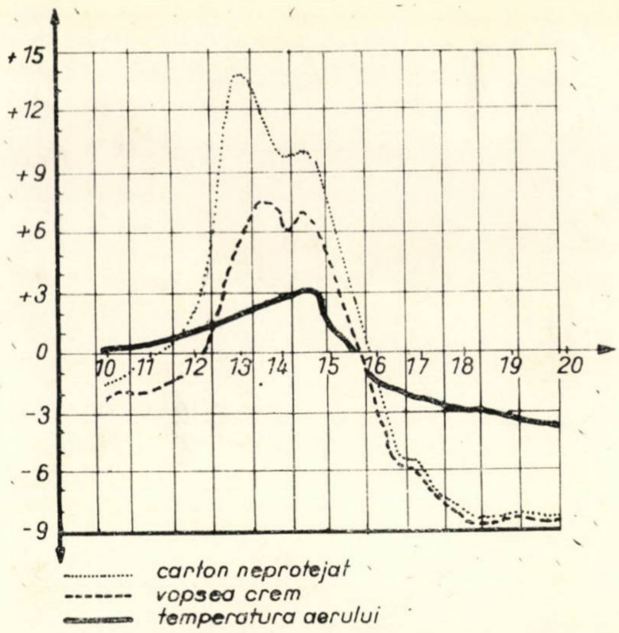


Fig. 8. Variaţia temperaturii pe suprafaţa hidroizolaţiei în cursul unei zile de iarnă cu cerul parţial senin (5.01.1968)

Aceleaşi probe au fost expuse şi în laborator la acţiunea radiaţiilor infraroşii produse de un bec de infraroşu de 500 W cu filament. Distanţa între bec şi probe s-a reglat astfel încît pe proba cu bitum neprotejat să se obţină o temperatură de cca 80°C, analogă celei observate la probele expuse radiaţiei solare. Temperaturile obţinute pe suprafaţa probelor prin acest procedeu sînt indicate în tabela 4, în care au fost redate, pentru comparaţie, şi temperaturile obţinute pe probele expuse în condiţii naturale (extrase după curbele din fig. 7). Se constată că diferenţierile după temperatură obţinute prin ambele procedee concordă ca sens. Astfel, prin metoda de laborator se poate obţine o clasificare comparativă a diverselor protecţii prin vopsitorii sub aspectul eficienţei la radiaţia solară. Totuşi, scăderile de temperatură evidenţiate prin procedeul de laborator sînt sensibil mai mici decît cele date de aceleaşi protecţii expuse condiţiilor naturale de lumină, ceea ce se explică prin faptul că pentru lungimile de undă mari, corespunzătoare radiaţiei infraroşii, factorii de reflexie ai corpurilor sînt mai mici, diversele culori

Tabela 4

Temperaturile realizate pe suprafaţa hidroizolaţiei cu diferite protecţii prin vopsitorii, expuse la radiaţia solară şi la radiaţii infraroşii în laborator

Culoarea protecţiei	Expunere la soare		Expunere la radiaţii infraroşii	
	Temperatura t_1, în °C	Scăderea de temperatură produsă, în grd.	Temperatura t_2, în °C	Scăderea de temperatură produsă, în grd.
Vopsea crem deschis	52,5	23,5	66	15,5
Vopsea bleu deschis	54,5	21,5	66,5	15
Vopsea galbenă	57,5	18,5	68,9	12,6
Azbociment	60	16,0	69	12,5
Vopsea vernil	63,5	12,5	70,5	11,0
Vopsea verde	65,5	10,5	72,4	9,1
Vopsea bronz de aluminiu lucios	66,5	9,5	73	8,5
Vopsea bronz de aluminiu mat	67	9	73	8,5
Carton neprotejat	76	—	81,5	—

tinzînd să devină „cenuşii" în raport cu aceste radiaţii.

În timpul iernii, datorită faptului că cerul este aproape permanent înnorat sau că acoperişul se află sub un strat de zăpadă, nu se mai observă în general *diferenţe de temperatură* între suprafaţa acestuia şi aer. Totuşi, pe cer senin ele apar. Astfel, de exemplu, pentru probele de mai sus, curăţate de zăpadă la 6 ianuarie 1968, în timp ce temperatura aerului nu depăşea + 4°C, temperatura maximă pe suprafaţa hidroizolaţiei neprotejate a fost de *+ 14°C, iar pe suprafaţa protejată cu vopsea crem de + 8°C* (fig. 8).

În timpul nopţii cu cer senin din 6 — 7 ianuarie *temperatura pe suprafaţa hidroizolaţiilor a coborît la — 9°C, în timp ce temperatura minimă a aerului a fost de — 3,5°C*. Aceasta arată că şi în perioada de iarnă hidroizolaţiile pot fi supuse unor condiţii severe de temperatură, în general cu 5 . . . 6°C mai coborîte decît temperatura aerului.

CONCLUZII

1. Energia radiaţiei solare absorbite de către suprafaţa acoperişului se transformă integral în căldură, provocînd o ridicare importantă a temperaturii învelitorii, cu atît mai mare cu cît factorul de reflexie al suprafeţei învelitorii este mai mic şi cu cît materialul termoizolator pe care este aplicată învelitoarea are un coeficient de asimilare termică mai redus.

Pe suprafeţele hidroizolaţiilor bituminoase aplicate direct pe polistiren celular, în condiţiile de climă ale ţării noastre, s-au măsurat şi temperaturi pînă la 85°C, iar mai frecvent între 75 şi 80°C. În decursul zilei au loc oscilaţii rapide de temperatură pe suprafaţa hidroizolaţiei, datorită înnorărilor parţiale, cu amplitudini pînă la 20 — 30°C. De la noapte la zi, oscilaţiile sînt pînă la 65 — 70°C, iar de la vară la iarnă pot atinge valori de 100°C. Acestea duc, pe de o parte, la îmbătrînirea rapidă a bitumurilor, iar pe de altă parte la o supradimensionare a izolaţiei termice spre a putea asigura şi în aceste situaţii condiţiile de confort interior.

2. De aici apare necesitatea adoptării unor măsuri de protecţie realizate fie prin mărirea factorului de reflexie al suprafeţei prin pelicule de vopsea sau folii de aluminiu, fie prin mărirea capacităţii de acumulare calorică a învelitorii prin straturi de pietriş sau dale.

Protecţiile uşoare au inconvenientul că în timp îşi pierd parţial proprietăţile reflectante datorită prăfuirii sau îmbătrînirii. Cele mai eficiente sub aspectul factorului de reflexie sînt foliile de aluminiu sau vopselele în culori deschise, în special alb, crem şi bleu.

Protecţiile grele au dezavantajul că încarcă planşeul, dar în schimb sînt mai stabile în timp. Un strat de 4 cm pietriş produce cam acelaşi efect de reducere a temperaturii ca folia de aluminiu nouă.

Vopselele deschise produc scăderi de temperatură de 20 — 25°C, iar folia de aluminiu şi stratul de 4 cm pietriş de 30°C faţă de cazul suprafeţei neprotejate.

Aplicarea pe suprafaţa hidroizolaţiei a unei presărări cu mărgăritar de 6 kg/m^2 produce o scădere a temperaturii cu 10 — 15°C, care poate fi acceptată în cazul că nu se pot utiliza straturi mai groase (4 cm). Folosirea unor structuri de grosimi intermediare sau de grosimi mai mari nu apare justificată.

Bibliografie

[1] Andriţoiu N., Ciocoiu : *„Zonarea teritoriului ţării după radiaţia globală"* (lucrare elaborată la cererea INCERC)

[2] Beyer W. : *„Die Ermittlung des Sonnenstandes—Vorausetzung für Besonnungsuntersuchungen in Bauwesen".* În : Wissenschaftliche Veröffentlichungen an der Fakultät für Bauwesen der Technischen Universität Dresden.

[3] Buch W. : *Das Schwere und das leichte Flachdach.* În : Deutsches Dachdecker-Handwerk, H.19, 1966.

[4] Buch. W. : *Konstruktive Aspekte flacher Däcker in ihrer Bedeutung für Abdichtung und Wärmedämmung.* În : Deutsches Dachdecker-Handwerk, H.23, 24 1967.

[5] Eichler F. : *Pracktische Wärmelehre im Hochbau*, Berlin, Verlag für Bauwesen, 1964.

[6] Herovanu M. : *Introducere în fizica atmosferică.* Bucureşti, Ed. Tehnică, 1957.

NOTE

În legătură cu
FOLOSIREA REDUCTOARELOR NESUSŢINUTE
în construcţia maşinilor din industria materialelor de construcţie

Ing. Gh. S. Pană, ing. Dragne Dorel Ivan

Institutul de construcţii — Bucureşti

Dezvoltarea continuă a tehnicii, în toate sectoarele economiei naţionale, se realizează pe baza introducerii unor soluţii şi procedee noi, acţiune în care sînt chemate să-şi aducă contribuţia cadrele competente din industrie şi specialiştii din institute de proiectare şi cercetări.

În ramura construcţiei de maşini, între problemele importante care se studiază este şi aceea a realizării unor scheme cinematice, capabile să transmită puterea de la motor la maşina de lucru, astfel încît să se îmbunătăţească condiţiile de funcţionare, capabile, între altele, să preia în cele mai bune condiţii şocurile ce apar la pornire, precum şi cele datorite variaţiilor de sarcini din timpul funcţionării. În această direcţie, la acţionările mecanice unde nu pot fi folosite alte scheme cinematice care să realizeze condiţiile de mai sus, o soluţie care s-a impus a fost aceea a folosirii de reductoare nesusţinute, cu unul sau două braţe rezemate elastic. În ţara noastră s-au proiectat şi executat reductoare nesusţinute din anul 1958, în special pentru transmiterea de puteri mici.

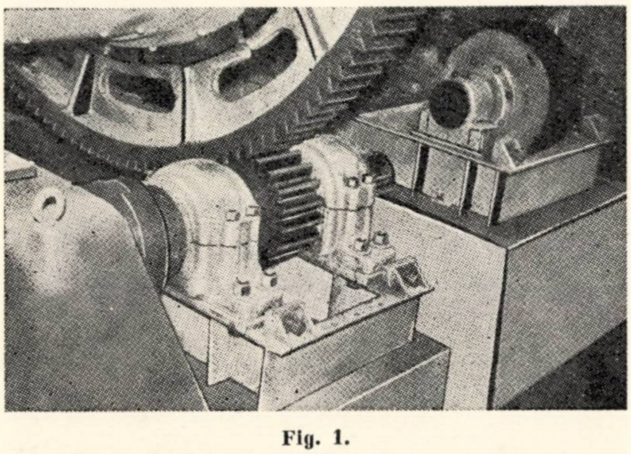


Fig. 1.

Pornind de la avantajele folosirii reductoarelor nesusţinute, în cele ce urmează se prezintă unele elemente care pot constitui baza de pornire în vederea extinderii folosirii acestora şi la acţionările mecanice de puteri mijlocii şi mari, cu aplicaţie în construcţia tamburilor rotativi din industria materialelor de construcţie. În figura 1 se prezintă un tambur rotativ cu acţionare rigidă, format dintr-un angrenaj cilindric deschis, un reductor şi un motor.

Dezavantajele realizării şi exploatării unei asemenea scheme cinematice sînt legate, între altele, de :

- necesitatea executării unor fundaţii de beton pe care să se monteze lagărele, reductorul şi motorul;
- existenţa unor plăci de fundaţie şi a unor dispozitive pentru reglarea la nevoie a distanţei dintre axe;
- manopera suplimentară pentru realizarea ,,alinierii'' lagărelor pentru o angrenare corectă şi pentru respectarea poziţiilor reciproce ale ansamblurilor. În multe cazuri, aceste operaţii nu pot fi efectuate precis;
- în timpul exploatării, eventualele suprasarcini sau şocuri se transmit în întreg lanţul cinematic;
- pe parcurs, denivelările şi deplasările reciproce ale maşinii de lucru şi a subansamblurilor mecanismului de acţionare fac ca precizia angrenării să fie diminuată şi, ca urmare, să apară uzuri premature periculoase.

Schema de acţionare prezentată în figura 2 poate înlătura dezavantajele de mai sus prin înlocuirea transmisiei rigide a mişcării cu o transmisie ,,elastică''.

Coroana dinţată a acestui angrenaj este prevăzută de o parte şi de alta cu porţiuni cilindrice prelucrate. Pe fiecare din aceste căi de rulare se rostogolesc două sau patru role. Roata conducătoare este flancată de roţi de ghidare care se rostogolesc pe exteriorul coroanei. Întreg sistemul de acţionare şi de ghidare este fixat elastic, astfel încît, în timpul funcţionării, flancurile dinţilor să angreneze în cele mai bune condiţii. Şocurile şi suprasarcinile, care pot apărea în timpul exploatării, sînt preluate elastic prin cele două elemente elastice dispuse de o parte şi de alta a carcasei mecanismului de acţionare.

La prima vedere s-ar părea că mecanismul de acţionare din această variantă, puţin mai complicat, scumpeşte maşina, însă în realitate, datorită posibilităţilor de preluare elastică a şocurilor, a reducerii cheltuielilor de montaj şi măririi duratei de exploatare, folosirea acestei variante este mult mai avantajoasă.

În figura 3 este reprezentată simplificat aceeaşi soluţie constructivă, în scopul punerii în evidenţă a forţelor şi reacţiunilor date de cuplul motor M_r. Astfel, în ipoteza că întreg momentul de răsucire este transmis de o singură pereche de dinţi (grad de acoperire $\varepsilon = 1$)

$$F_t = Q \cdot \cos\alpha \ (1) \text{ şi } F_r = Q \cdot \sin\alpha \ (2) \text{ unde } Q = \frac{2\,M_r}{Dd_1 \cos\alpha}. \qquad (1)$$

În timpul funcţionării, în lagărele roţii conducătoare va apărea o reacţiune orizontală corespunzătoare forţei F_t care se preia prin braţele E_1 sau E_2, în funcţie de sensul de rotaţie. Eventualele suprasarcini sînt preluate elastic de braţele E_1 (E_2). Reacţiunea verticală corespunzătoare forţei F_r se preia de rolele r. Ca ordin de mărime pentru un unghi de angrenare de 20°:

$$F_r = F_t \cdot \mathrm{tg}\ 20° = \frac{F_t}{2{,}75}. \qquad (2)$$

Pentru două perechi de role de presiune, fiecare rolă va prelua:

$$Fr' = \frac{F_t}{11}. \qquad (3)$$

iar elementul elastic este realizat sau printr-un arc-dcsi (varianta a) sau printr-un arc elicoidal (varianta b).

La reductoarele care funcţionează cu variaţii mari de sarcini, braţul elastic poate fi prevăzut cu un întrerupător electric de tipul normal închis ale cărui contacte se deschid şi întrerup circuitul electric al motorului de acţionare cînd se depăşeşte momentul de torsiune nominal, reglat iniţial.

Aplicarea soluţiei cu reductoare nesusţinute la locomotivele electrice pentru acţionarea osiilor a dus la mărirea duratei de exploatare a angrenajelor, concomitent cu micşorarea greutăţii şi a preţului de cost.

În figura 5, reductorul melc-roată melcată este monta direct pe arborele maşinii de lucru. Între motor şi reductor

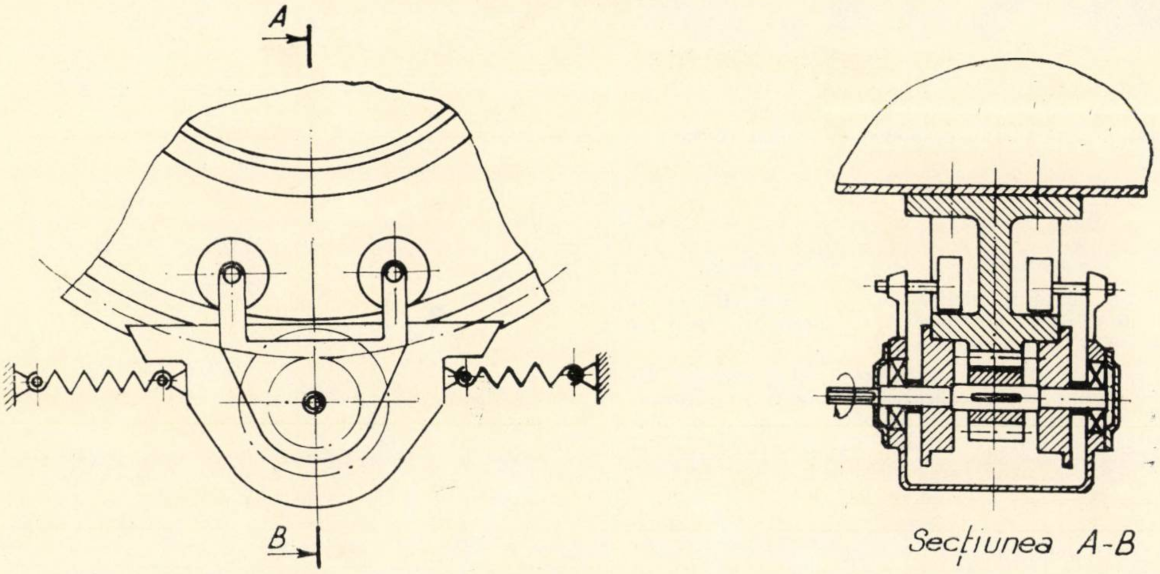


Fig. 2.

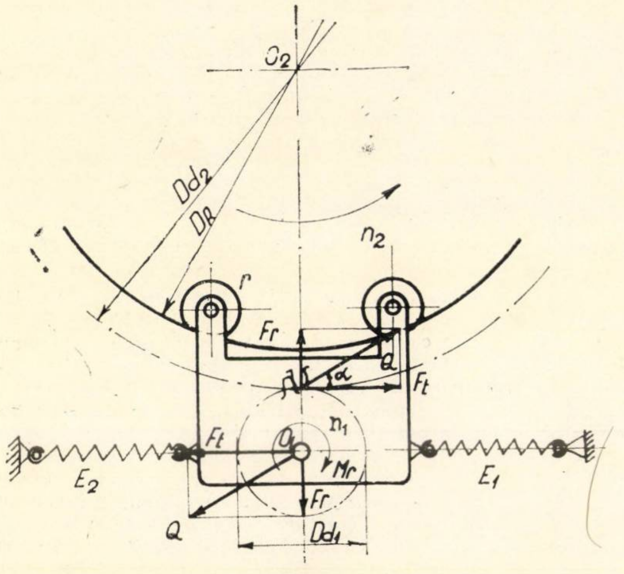


Fig. 3.

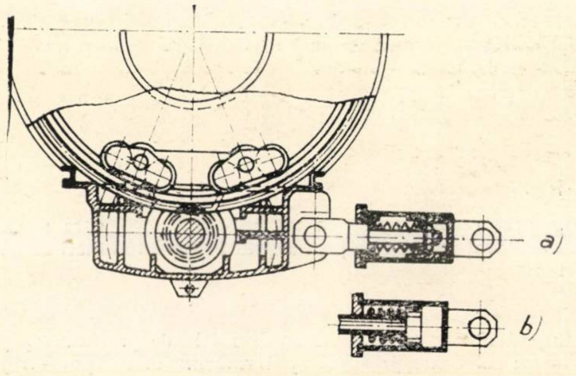


Fig. 4.

Rezultă că, sub acest aspect, dimensionarea rolelor de presiune nu constituie o problemă, ordinul de mărime a forţei F_r, cu luarea în consideraţie a greutăţii proprii a pieselor suspendate, fiind în general cu mult inferior forţei tangenţiale F_t.

Elementele elastice ale braţelor sînt formate din arcuri elicoidale, arcuri disc sau amortizoare hidraulice combinate cu arcuri.

Figura 4 reprezintă acţionarea unei coroane dinţate unde preluarea forţei radiale se face prin patru perechi de role, este intercalat un cuplaj cardanic care permite deplasări unghiulare între arborele motor şi arborele melcului.

Deşi caracteristica acestor cuplaje este transmiterea neuniformă a mişcării între cei doi arbori, practic ele se pot monta astfel ca deplasările unghiulare să fie mici, de ordinul a 5–8°, în care caz neuniformităţile rotaţiei melcului sînt neînsemnate.

Reductorul este prevăzut cu un braţ rezemat pe un element elastic combinat, prevăzut şi cu întrerupător electric limitator de moment.

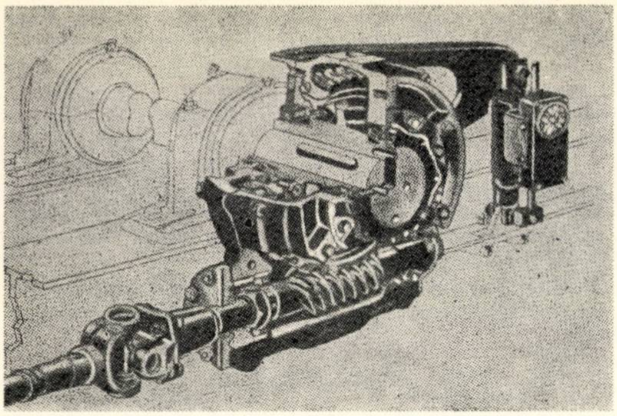


Fig. 5.

Elementul elastic se dimensionează pornind de la forţa F (fig. 6).

$$F = \frac{M_{t2}}{e} \qquad (4)$$

M_{t2} fiind momentul de torsiune la roata melcată.

Reductorul poate fi montat direct pe arborele maşinii, carcasa sa fiind prevăzută cu un braţ pe care este fixat motorul electric şi care se reazemă elastic.

În cazul antrenării tamburilor, prevăzuţi cu coroane dinţate, unde se urmăreşte realizarea de raporturi de transmitere mari, se poate intercala între motor şi pinion un reductor melc-roată melcată suspendat (fig. 7).

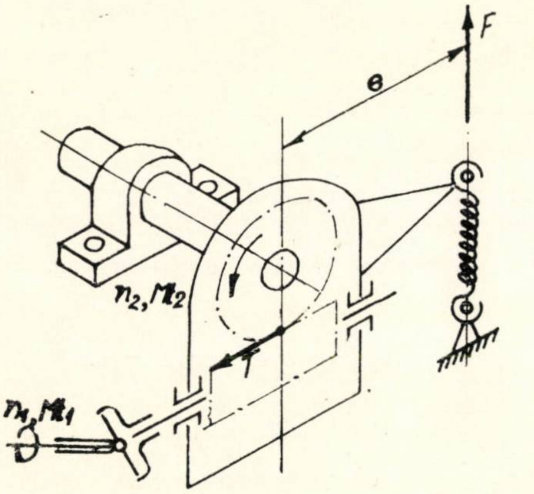


Fig. 6.

Carcasa reacţionează cu un cuplu $T' \times A$ care se preia de către braţele elastice prin cuplul $F \times a$ astfel încît se poate scrie :

$$T' \times A = F \times a. \qquad (5)$$

Cuplul $F \times a$ tinde să încarce rolele de presiune r_1 şi să descarce rolele de presiune r_2. Urmărind mai departe figura 7 se poate scrie :

$$Ft' \times c = R \times b = - T' \times A = - F \times a. \qquad (6)$$

Cum cuplurile $R \times b$ şi $F \times a$ se anulează reciproc, rămîne :

$$- T' \times A = Ft' \times c \qquad (7)$$

de unde se poate scoate valoarea $F't$ cu care se dimensionează elementele elastice orizontale.

În acest caz, amortizarea elastică este necesar a se asigura pe verticală şi pe orizontală. Inversarea sensului de rotaţie schimbă sensul forţelor şi reacţiunilor luate în considerare

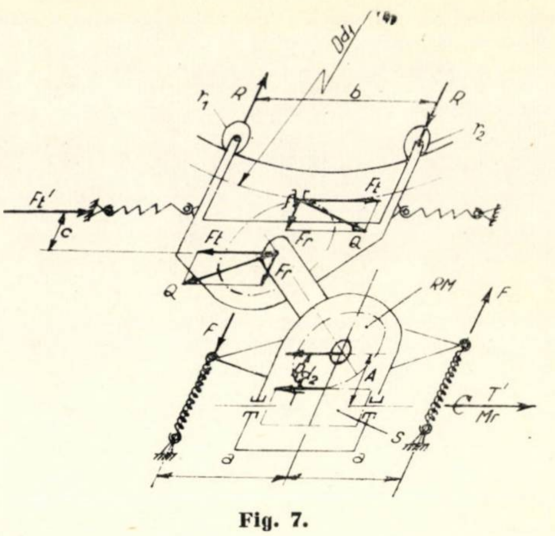


Fig. 7.

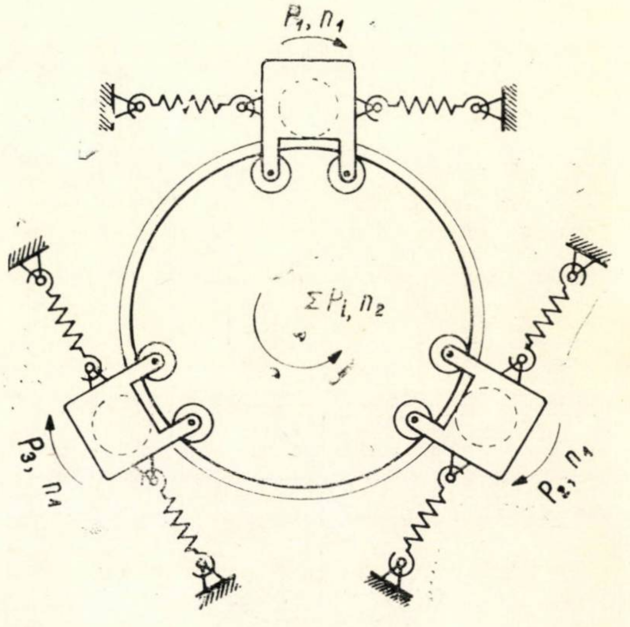


Fig. 8.

fără a se modifica însă echilibrul şi încărcarea elementelor elastice.

Calităţile remarcabile ale reductoarelor nesusţinute au făcut ca acestea să fie introduse în realizarea schemelor mecanice de acţionare ale maşinilor de ridicat şi transportat, la unele maşini de construcţii şi din industria materialelor de construcţie, la acţionarea anumitor maşini agricole etc.

În figura 8 este prezentat un montaj particular pentru acţionarea unei coroane dinţate de la trei motoare în trei puncte situate pe periferie la 120° unul faţă de altul.

Cele trei mecanisme de acţionare sînt identice între ele, fiecare avînd acelaşi mod de alcătuire şi funcţionare ca cel prezentat în figura 2.

Preluarea şocurilor şi asigurarea unei încărcări corespunzătoare pentru fiecare mecanism în parte se face prin amortizoarele hidromecanice duble cu care sînt prevăzute mecanismele.

În încheiere, trebuie arătat că prin asimilarea de către proiectare a unor soluţii moderne în acţionarea mecanică a maşinilor din industria materialelor de construcţie (cuptoare rotative, uscătoare-tambur, maşini pentru contrifugat tuburi din beton etc.) cu reductoare nesusţinute, proiectanţii îşi pot aduce o contribuţie însemnată la promovarea tehnicii noi, care duce în final la avantaje importante pentru economia naţională.

Realizări remarcabile din beton precomprimat*

BELGIA

CLĂDIRE PENTRU BIROURI CU 36 DE ETAJE

Cu înălţimea sa de aproximativ 150 m „La Tour du Midi" (fig. 1), executată la Bruxelles, este una din cele mai înalte clădiri din Europa. Acest bloc turn face parte dintr-un complex cuprinzînd şi o clădire cu 7 niveluri (dintre care trei la subsol pentru parking) de 97 m lungime şi 29 m lăţime, precum şi o mică clădire cu un etaj legată de intrarea principală a turnului.

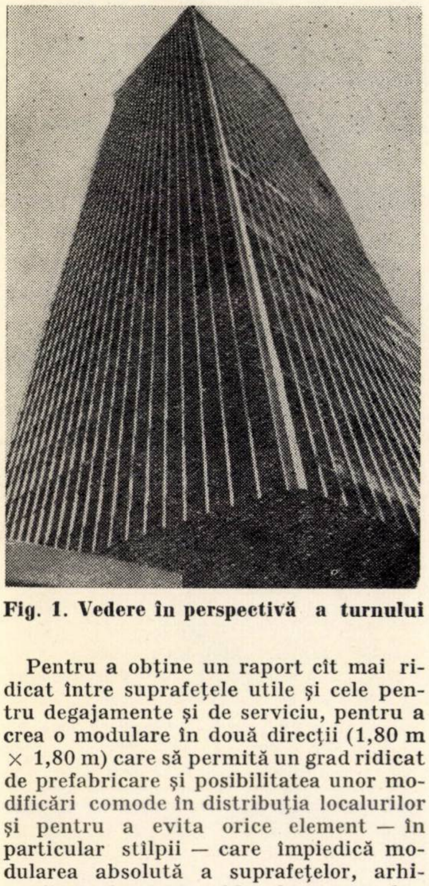


Fig. 1. Vedere în perspectivă a turnului

Pentru a obţine un raport cît mai ridicat între suprafeţele utile şi cele pentru degajamente şi de serviciu, pentru a crea o modulare în două direcţii (1,80 m × 1,80 m) care să permită un grad ridicat de prefabricare şi posibilitatea unor modificări comode în distribuţia localurilor şi pentru a evita orice element — în particular stîlpii — care împiedică modularea absolută a suprafeţelor, arhitecţii au ales pentru blocul turn un plan pătrat cu latura de 38,50 m.

Principiul alcătuirii structurii (fig. 2) :

a) Un sîmbure central de secţiune pătrată (cu latura de 19,70 m) făcînd oficiu de coloană şi de element de contravîntuire şi înglobînd toate serviciile comune, toate circulaţiile verticale şi o parte importantă a circulaţiilor orizontale.

b) Acest sîmbure central este fundat pe un radier general, avînd astfel de dimensiuni (un pătrat cu latura de 60 m) încît să asigure pe teren o presiune echivalentă cu cea a pămîntului excavat.

c) Sîmburele central susţine 36 de platforme grupate în 18 perechi, echilibrul fiecăreia dintre ele fiind asigurat independent de cel al celorlalte perechi. Aceste platforme ies în consolă, pe ambele direcţii, cu cîte 10 m (deci aproximativ 14 m pe diagonală).

Radierul de fundaţie este realizat din patru grinzi principale solidare cu o dală cu nervuri încrucişate întoarse şi cu patru pereţi de susţinere.

Deoarece faţa interioară a grinzilor principale se găseşte la 11 m sub nivelul păturii de apă (respectiv 14 m sub nivelul terenului), a fost necesar a se efectua epuismente de apă pînă ce s-a executat cel de-al cincilea nivel al turnului, cînd greutatea construcţiei echilibra presiunea apei subterane.

Pentru a putea transmite greutatea turnului, sîmburele central se lărgeşte la partea sa inferioară prin opt contraforturi metalice. Prin rezemarea ansamblului pe grinzile principale ale radierului, se transmite acestora o parte importantă a efortului de întindere de la baza contraforturilor, aceste grinzi avînd astfel şi un rol de tiranţi.

Ţinînd seama că, datorită unor cauze extraordinare (de exemplu acţiunea seismelor), poate apărea necesitatea unei redresări a turnului, s-a introdus între sîmburele central şi radier o tăietură, în care s-a prevăzut posibilitatea introducerii unor prese plate cu o capacitate totală de 70 000 t. Pentru a putea prelua eforturile de întindere ce reveneau grinzilor principale ale radierului, s-au prevăzut dispoziţiile constructive necesare pentru a introduce nişte fascicule pretensionate, înainte de a se începe eventua'a operaţie de ridicare a turnului.

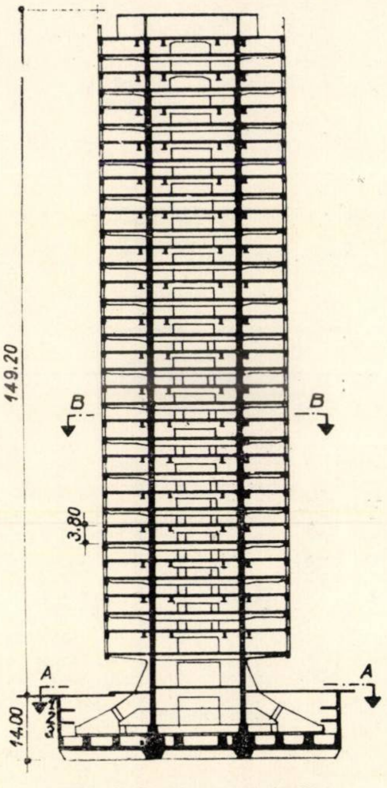


Fig. 2. Secţiune verticală

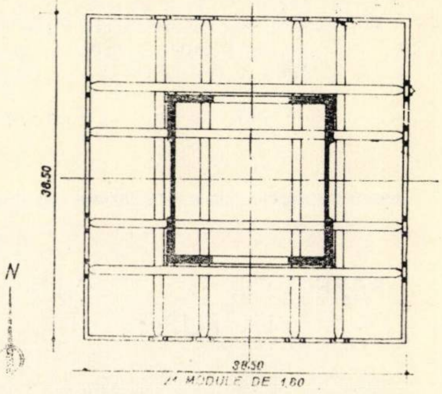


Fig. 3. Dispoziţia schematică a sîmburelui central, cu orientarea alternată a grinzilor principale de la un etaj la altul

Sîmburele central este compus în principal din patru elemente metalice de colţ (fig. 3), înglobate în beton şi legate între ele prin pereţi plini şi contravîntuiri (în dreptul culoarelor). La fiecare nivel s-au prevăzut console şi traverse pentru rezemarea grinzilor principale ale platformelor.

Platformele sînt constituite din cîte patru grinzi principale, patru grinzi periferice prefabricate, grinzişoare prefabricate din beton armat rezemînd fie pe grinzile principale, fie pe grinzile periferice, fie pe pereţii sîmburelui central şi o dală de beton armat de 8 cm grosime.

În cadrul fiecărei perechi de platforme, grinzile principale sînt dispuse în sensuri

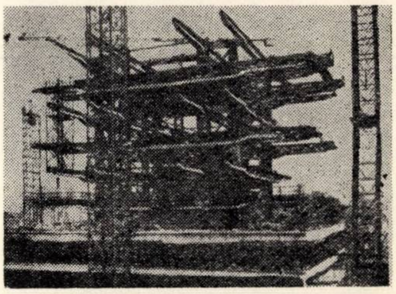


Fig. 4. Montajul scheletului metalic şi al grinzilor principale ale turnului.

---

*Din materialele prezentate la cel de-al VI-lea Congres F.I.P. – Praga, iunie 1970 perpendiculare, astfel încît, la nivelul fiecărei platforme, două din grinzile periferice reazemă direct pe grinzile principale, iar celelalte două (paralele cu grinzile principale de la nivelul respectiv) sînt respectiv rezemate pe grinzile principale ale platformei inferioare (prin stîlpişori precomprimaţi) sau sînt agăţate de grinzile principale ale platformei superioare.

Pentru a le reduce la minimum înălţimea şi a putea asigura un control cît mai strict al deformaţiilor la execuţie, grinzile principale, în lungime de 38,26 m, au fost prefabricate conform procedeului PREFLEX : grinzi metalice cu talpa inferioară înglobată în beton, care se toarnă şi se întăreşte în timp ce grinda este menţinută în stare deformată (talpa inferioară întinsă) ; prin aceasta se introduce în talpa de beton un efort iniţial de comprimare. Pentru a răspunde necesităţilor arhitectonice, grinzile — cu inima de la 8 la 15 mm grosime — au o înălţime variabilă de la 0,430 la 1,235 m (fig. 4).

Un sistem de control foarte strict în toate fazele de execuţie şi procedee tehnice de montaj foarte complexe, bine puse la punct, au permis executarea structurii fără nici un incident important

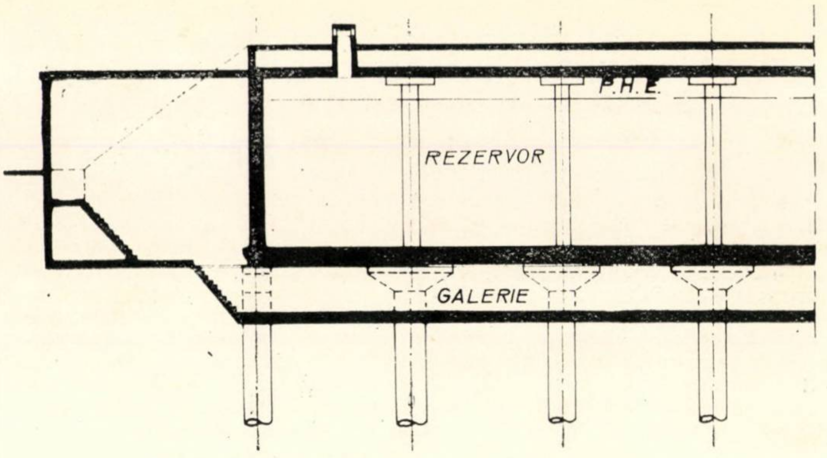


Fig. 2. Secţiune verticală (parţială) prin rezervor

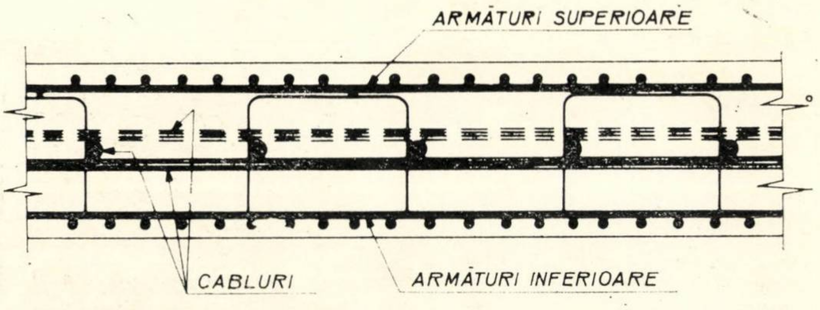


Fig. 3. Detaliu de armare

REZERVOR DE 50 000 m³ LA EUPEN

Început în 1967 şi terminat în 1968, rezervorul de la Eupen are forma unui paralelipiped cu lungimea de 95,10 m, lăţimea de 85,10 m şi înălţimea variabilă de la 7 la 8 m (fig. 1 şi 2).

Construcţia, fundată pe piloţi foraţi, este complet îngropată în pămînt şi nu are nici un rost de dilataţie.

Pentru a evita apariţia unor fisuri datorite contracţiei şi pentru a îmbunătăţi etanşeitatea, radierul şi pereţii laterali au fost parţial precomprimaţi.

Radierul şi acoperişul sînt realizaţi din dale cu grosime de 60 cm, respectiv 40 cm, rezemînd pe un carelaj de stîlpi cu ochiurile de 6,50 m × 6,75 m.

Pentru a permite scurtarea radierului sub efectul contracţiei şi al precomprimării, betonul blocurilor executate în capul fiecărui pilot a fost nivelat cu multă atenţie, interpunîndu-se şi un strat de alunecare constituit din două folii de polietilenă aşezate între straturi de hîrtie kraft.

Efortul unitar maxim de întindere σ_t = 10,7 kg/cm² în radierul monolit a fost calculat cu relaţia :

$$\sigma_t = \frac{f \cdot p \cdot l}{2e \cdot b}$$

în care :

- f reprezintă coeficientul de frecare al stratului de alunecare, admis egal cu 0,75 ;
- p — greutatea pe m² a radierului pe blocurile din capul piloţilor, egal cu 1800 kg/m² ;
- l — dimensiunea maximă a radierului, respectiv 95,10 m ;
- e — grosimea radierului, respectiv 60 m ;
- b — lăţimea unitară (1 m).

Precomprimarea s-a realizat cu fascicule Freyssinet compuse din cîte 12 toroane Ø 12,7 mm ; forţa de comprimare în timp a fost de 82,5 t/m, corespunzînd unui efort unitar de compresiune de 13,75 kg/cm².

Precomprimarea radierului fiind centrică pe ambele direcţii, rezistenţa sa la încovoiere a fost asigurată prin armături din oţel TOR 40 (fig. 3).

La precomprimare s-a constatat că, datorită ondulării fasciculelor între punctele de rezemare, coeficienţii de frecare aveau mărimi sensibil mai mari decît cei luaţi în considerare la proiectare (μ — 0,003 şi k = 0,3), ceea ce a impus mărirea forţei de pretensionare de la 67,5 t la 74 t.

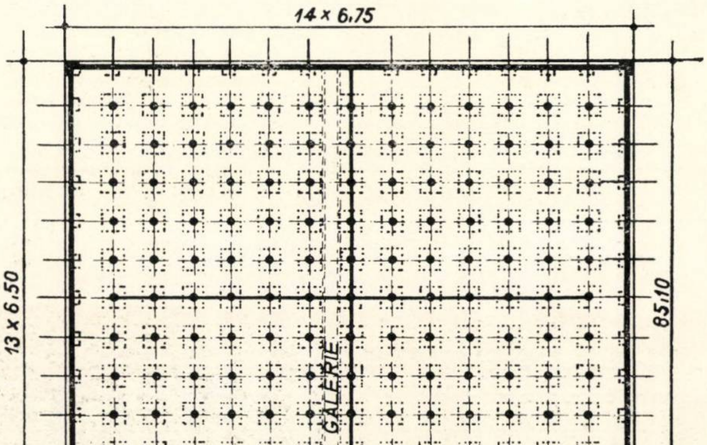


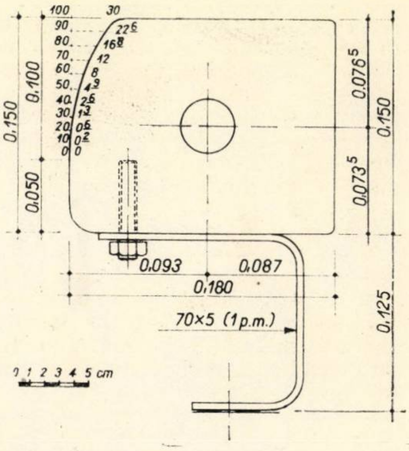
Fig. 1. Secţiune orizontală prin rezervor

BORDURI DE SIGURANȚĂ DIN BETON PRECOMPRIMAT

Mai puțin spectaculoasă, această utilizare a betonului precomprimat nu este lipsită de interes.

Bordurile de siguranță trebuie să fie suficient de înalte pentru a evita depășirea lor de către vehicule. În acest caz însă, ele intră în contact cu caroseriile, ceea ce transformă în accident cea mai mică deviație a traseului. În special, din această cauză este util să se dispună, înaintea barierelor, de niște borduri care să nu intre în contact decît cu roțile pe care să le redreseze fără pagube, cu condiția ca aceste borduri să fie suficient de deformabile în ansamblul lor. Lisa trebuie totuși să fie destul de rigidă pentru ca roata să alunece fără a fi reținută într-o adîncitură produsă de șoc.

În acest scop au fost puse la punct borduri de beton precomprimat susținute de niște resorturi (fig. 1).



EXEMPLE DE CONSTRUCȚII PREFABRICATE TIP

I. CONSTRUCȚII INDUSTRIALE PARTER

Acoperă o mare gamă de utilizări: depozite, hale de uzină, garaje, fabrici, săli de sport, magazine universale.

De o mare economicitate, ele se caracterizează prin rapiditatea execuției, aspect funcțional și rațional, finisare ireproșabilă și mare suplețe.

Sistemul de construcție: cadre de beton precomprimat (stîlpi și grinzi cu două pante), cu pereți exteriori din dale de beton celular de 15 cm grosime și acoperișul tot din astfel de dale, dar de 20 cm grosime.

Dat fiind că dalele de beton celular au o lățime de 0,6 m și o lungime de 6 m, lungimea grinzilor este un multiplu de 0,6 m, iar traveele fațadei au o lungime de 6 m.

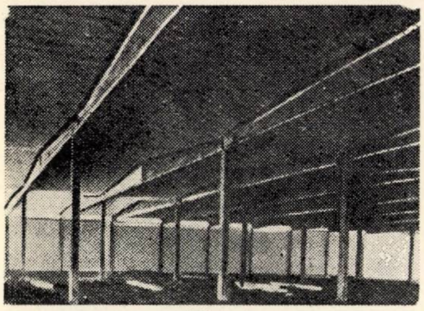


Fig. 1

Construcțiile pot fi extinse în orice direcție.

Deschiderea tipizată variază cu o cadență de 1,20 m, de la 13,2 m la 32,4 m. Deschiderile de 18 și 24 m sînt considerate supertipizate.

În figura 1 se vede, ca exemplu, o construcție de 10 000 m², cu deschideri de 24 m.

II. IMOBIL PENTRU BIROURI CU DOUĂ SAU TREI NIVELURI

Sistemul de construcție: elemente de fațadă portante din beton aparent și elemente de planșeu de beton precomprimat de mare deschidere (10 la 15 m).

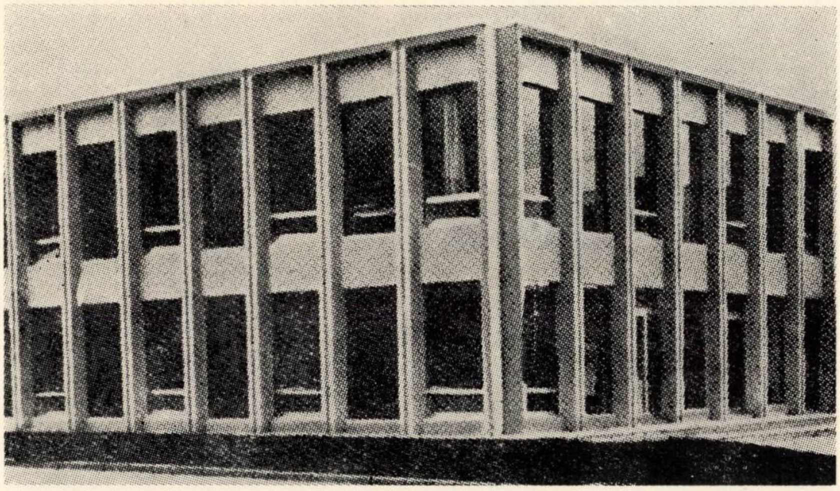


Fig. 2

Sistemul este considerat rațional, deoarece permite o reducere la minimum a duratei de construcție (montajul elementelor de planșeu se face într-un ritm de 200 m² pe zi; cadrele ferestrelor — din aluminiu — sînt foarte economice și se pot executa dinainte, ținînd seamă de abaterile foarte mici ale elementelor de fațadă) și duce la o soluție economică, atît în ceea ce privește construcția, cît și întreținerea.

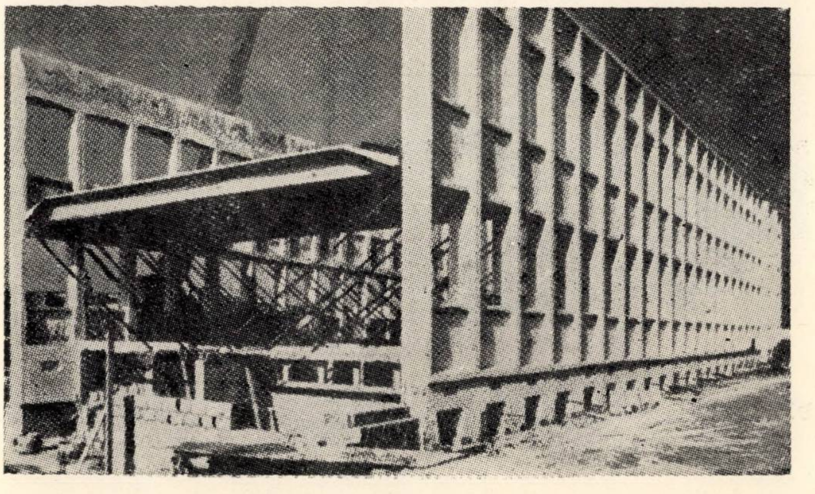
Elementele portante de fațadă, care nu mai necesită nici stîlpi, nici grinzi, sînt practic toate identice și au o finisare perfectă la interior.

Elementele de planșeu evită stîlpii intermediari, ușurează așezarea pereților despărțitori, simplifică așezarea pardoselilor, permit — în general — renunțarea la plafon fals, au o mare rezistență la foc, permit schimbarea dispoziției localurilor.

În figura 2 se prezintă un prim exemplu: imobilul cu două niveluri BETONAC la Saint-Trood, avînd în plan 72 × ×12 m cu elementele de fațadă din beton alb, cu modul de 1,80 m pe lățime și cu elemente de planșeu TT de beton precomprimat cu o deschidere de aproximativ 12 m și o înălțime de 30 cm la acoperiș, respectiv 40 cm la planșeul intermediar.

În figura 3 se prezintă, în timpul execuției, o clădire cu două niveluri avînd două aripi de 25 m lungime și 12,50 m lățime.

Fig. 3



NOI PODURI RIDICĂTOARE PESTE CANALUL MARITIM LA BRUXELLES

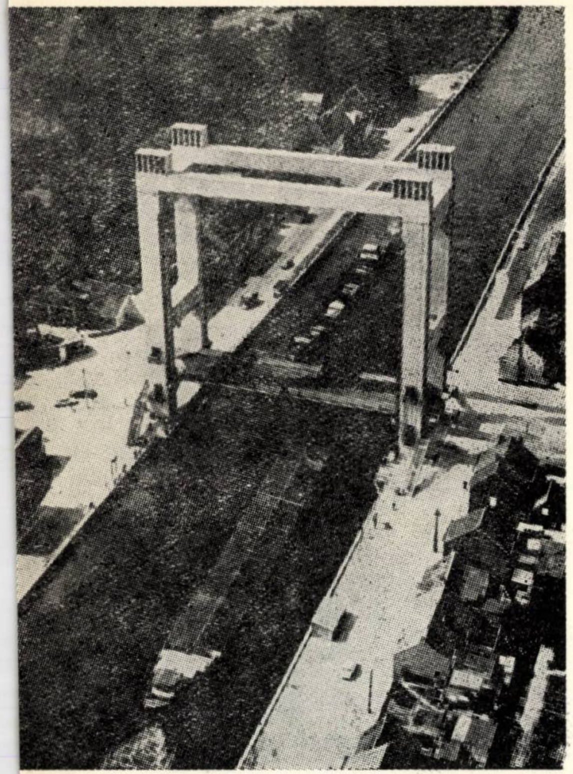


Fig. 1.

Pentru reconstrucţia podurilor de la Grimbergen, Humbeck şi Tisselt, distruse în 1940 din cauza războiului, s-a ales soluţia unor poduri ridicătoare, datorită vitezei de manevrare a tablierului şi posibilităţii de menţinere a circulaţiei pietonilor în timpul trecerii navelor fluviale.

În figura 1 se prezintă o vedere generală a unuia din aceste poduri (de la Humbeck).

Pentru a se reduce costul de întreţinere şi pentru a obţine un efect estetic, tablierul a fost executat cu o dală ortotropă uşoară, reducînd astfel considerabil numărul cablurilor de ridicare.

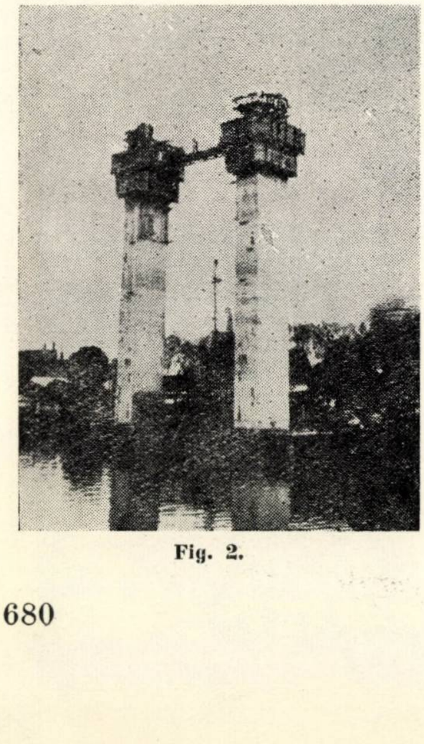


Fig. 2.

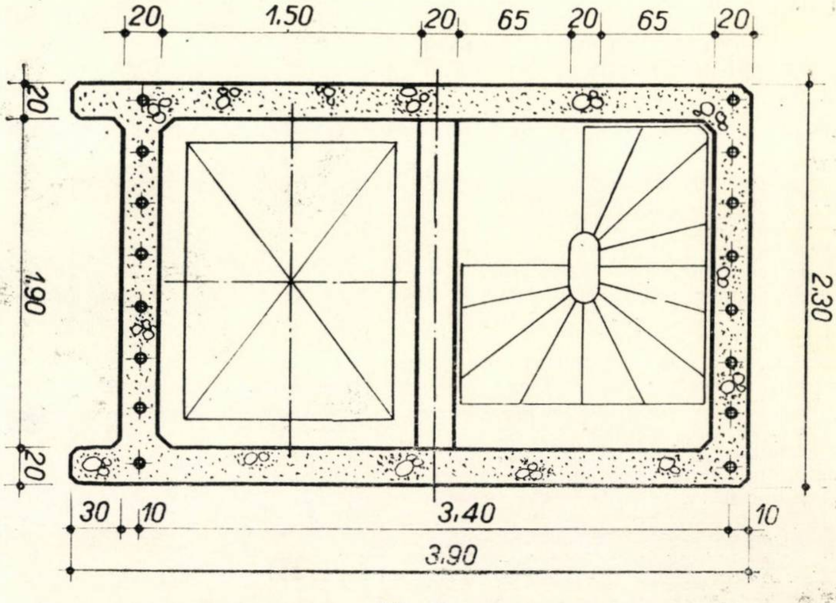


Fig. 3.

Cadrele de susţinere şi ridicare au fost executate din beton precomprimat. Stîlpii, turnaţi în cofraje alunecătoare (fig. 2), au o înălţime de aproape 50 m şi o secţiune casetată de 1,90 × 3,90 m (fig. 3).

Grinzile transversale preturnate pe sol sînt tot din beton precomprimat, cu secţiune casetată, cîntărind cîte 130 t. Ele au fost ridicate cu ajutorul unor scripeţi diferenţiali montaţi pe un schelet metalic la partea superioară a stîlpilor (fig. 4).

În interiorul structurii de beton precomprimat a fost introdus întreg echipamentul electromecanic.

În funcţie de natura solului, stîlpii au fost fundaţi fie pe un radier general executat între palplanşe (Grimbergen), fie pe piloţi Franki (Humbeck).

Costul total al lucrării a fost de aproximativ 5 milioane dolari, din care cca 1,6 milioane dolari pentru structura podului propriu-zis.

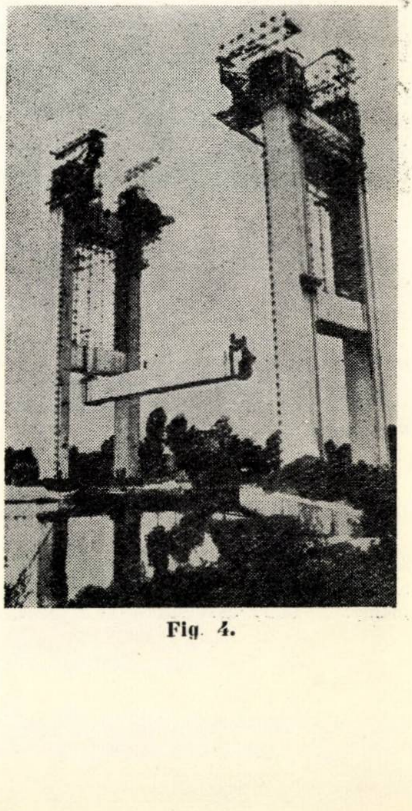


Fig. 4.

PODURI DE BETON PRECOMPRIMAT

Anul 1970 a marcat împlinirea a 25 de ani de la executarea în Belgia a primelor poduri—de șosea și de cale ferată — din beton precomprimat cu ancoraje tip Magnel.

În această perioadă s-au realizat numeroase poduri de beton precomprimat care, deși prin deschiderile lor nu ating recordurile mondiale, reprezintă în cele mai multe cazuri soluții interesante, dovedind completa stăpînire tehnică a proiectării și execuției acestui gen de lucrări. De remarcat că Belgia se afirmă ca țara cu cel mai mare număr de poduri de beton precomprimat pe kilometrul de drum național.

Dintre aceste lucrări, se prezintă în continuare caracteristicile principale ale unor lucrări mai reprezentative executate în ultimii 6 ani.

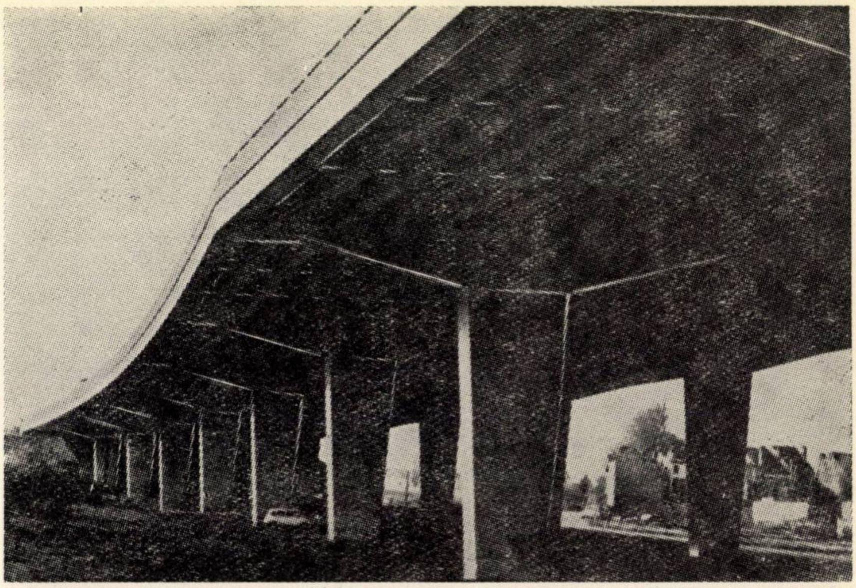


Fig. 1.

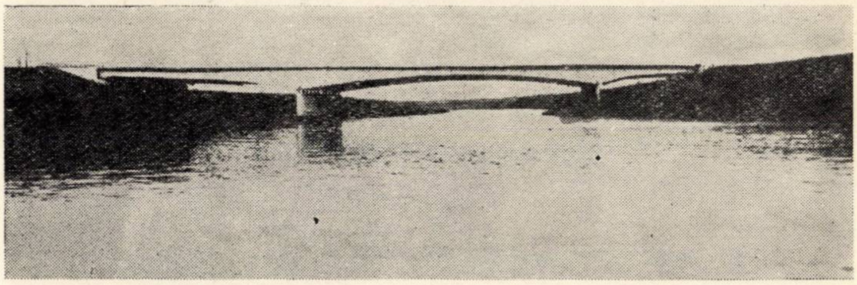
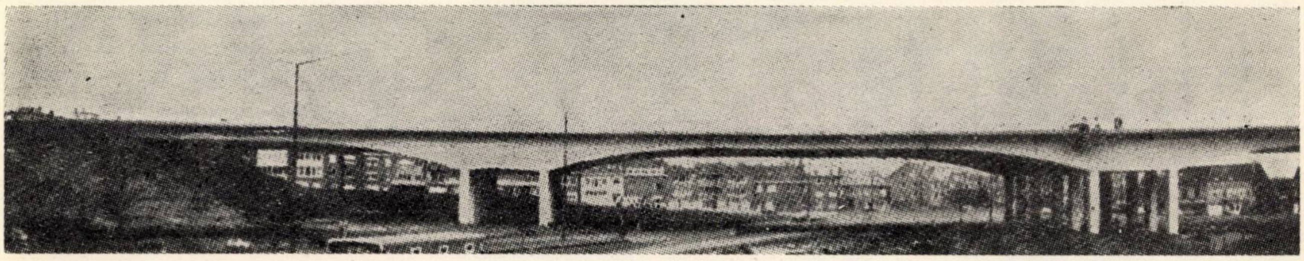


Fig. 2. ↓ Fig. 3. ↑

a. VIADUCTUL DE LA GENTBRUGGE

— 48 de deschideri între 33,77 m și 44,00 m;

— lățimea tablierului 2×20,175 m;



— 26 de grinzi de beton precomprimat sau 18 grinzi de beton PREFLEX în secțiune transversală ($h/l = 1/27,5 \ldots 1/37$);

— pile formate din 2 T, cu zone monolit de tablier, de 3 m lungime de o parte și de alta a lor (fig. 1).

b. VIADUCTUL DE LA KRAAINEM

— deschideri 50+3 × 80+50 m;

— lățimea tablierului : 2 × 17,40 m;

— realizat din grinzi prefabricate de beton precomprimat de 28 m lungime și pile duble formînd cadru cu tablier casetat în consolă ($l = 2 \times 26$ m) executat monolit (fig. 2).

c. PODUL DE LA LOUVIÈRE

— deschideri : 50 + 109 + 50 m; oblic;

— lățimea tablierului : 2 × 20 m;

— în secțiune transversală : 12 grinzi metalice cu dala (19 cm) executată pe predale ($h = 8$ cm) prefabricate;

— îmbrăcăminte pe bază de rășină epoxy (fig. 3).

d. PODUL DE LA LIERRE

— deschidere 46,70 m;

— lățimea tablierului : 28,20 m;

— în secțiune transversală : 5 grinzi PREFLEX interax de 2,70 m cu o dală de beton armat ($h = 18$ cm în cîmp și 35 cm pe reazem);

— înălțimea totală de construcție : 1,35 m (1/34,6), din care 1,00 m grinda metalică; talpa de beton precomprimat a grinzilor PREFLEX are secțiunea de 100×35 cm;

— montarea grinzilor PREFLEX în greutate de 65 și 69 t s-a făcut cu o singură macara (fig. 4).

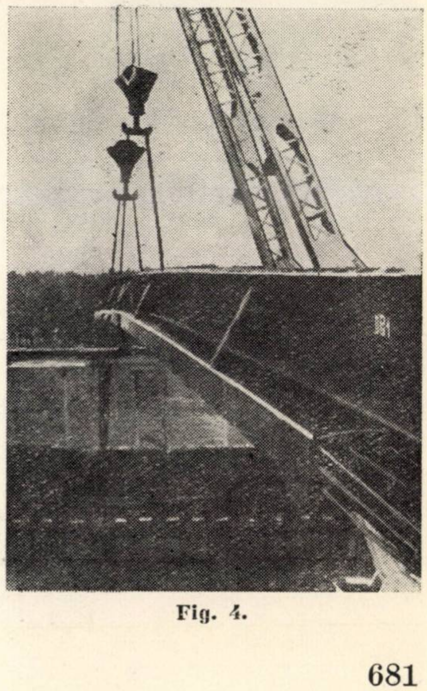


Fig. 4.

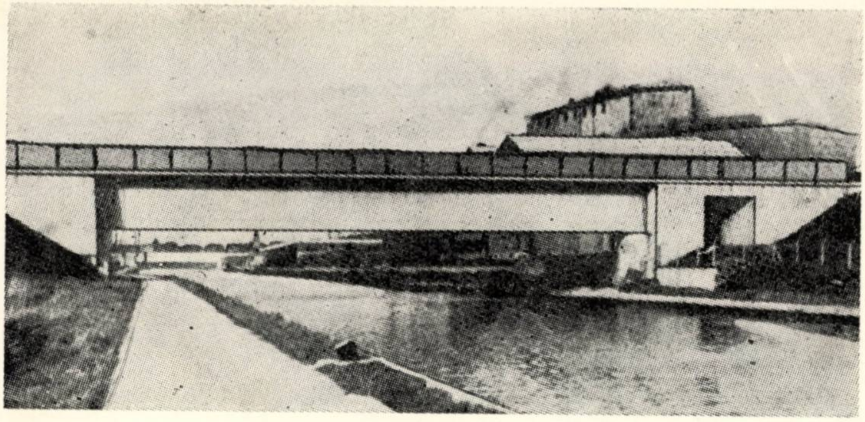


Fig. 5.

e. POD DE CALE FERATĂ LA UZINA DIN ITTRE

— deschidere 53,40 m;

— cale dublă, pentru trenuri încărcate cu oale de metal topit (810 t, inclusiv impactul);

— secţiune transversală: cheson trapezoidal, înălţimea de construcţie 5,15 m;

— precomprimarea longitudinală a chesonului cu 106 fascicule Freyssinet cu cîte 12 sîrme Ø 7 mm în teci Ø 42 mm (perete 1 mm) de PVC de înaltă rezistenţă; precomprimarea transversală la capete cu 28 de fascicule Freyssinet 12 Ø 7 mm (fig. 5).

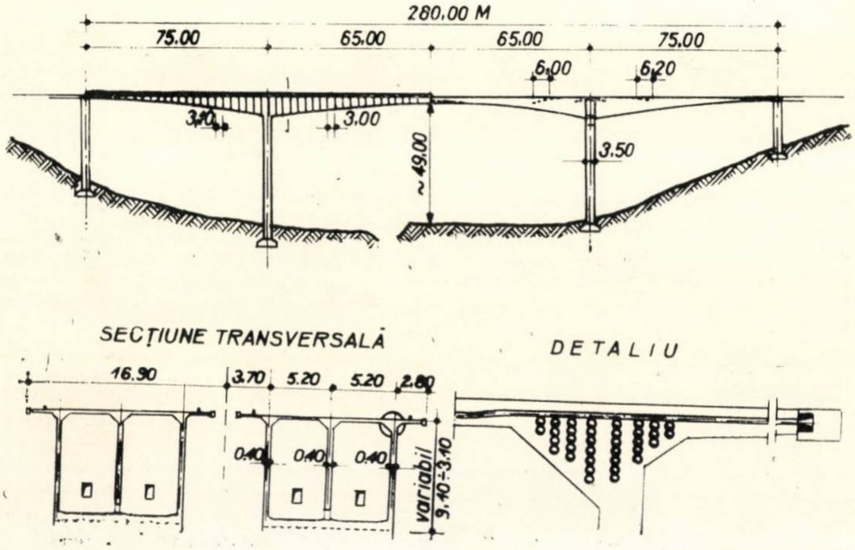


Fig. 6.

f. VIADUCTUL DE LA HUCCORGNE

— pod cadru cu deschideri 75 + 130 + + 75 m;

— tablier executat prin procedeul în consolă, înălţime de construcţie 1,90 ... ... 9,10 m în deschiderile marginale, espectiv 3,10 ... 9,10 m în deschiderea centrală; lăţim ea tablierului 2+16 m

— precomprimare longitudinală cu cîte 38 de fascicule alcătuite din 12 toroane Ø 12,7 mm, în fiecare inimă; prin precomprimare transversală, dala are o înălţime de numai 22 cm, deşi distanţa între inimi este de 4,50 m (fig. 6).

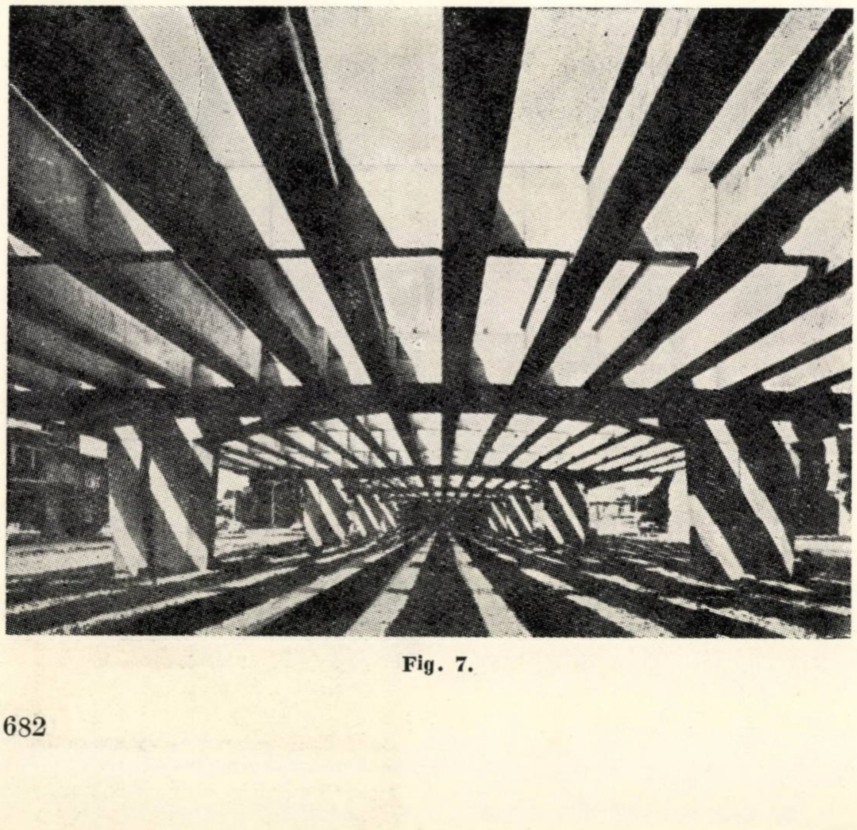


Fig. 7.

g. VIADUCTUL DE LA WIBRIJK PE AUTOSTRADA BRUXELLES—ANVERS

— lungimea 1288 m = 39 × 30 m + + 2 × 40 m;

— lăţimea totală a tablierului: 30,60 m;

— în secţiune transversală sînt cîte 17 grinzi de beton precomprimat (greutate 24 t, interax 1,80 m) în deschiderile de 30 m sau 9 grinzi PREFLEX în deschiderile de 40 m, toate grinzile avînd inlăţimea de 1,40 m,

Acest viaduct reprezintă una din primele lucrări de beton precomprimat cu armături preintinse (30 toroane Ø 12,7 mm pe grindă) la care s-a aplicat precomprimarea parţială în Belgia (armătură pasivă 5Ø20 TOR):

— dala de 14 cm grosime s-a turnat pe predale prefabricate de 5 cm grosime (fig. 7).

h. VIADUCTUL DE LA ONOZ PE AUTOSTRADA MONS-LIÈGE

— lungime totală 304 m : 32 + 6 × × 40 + 32, grinzi continue;

— lățimea tablierului: 33,70 m;

— în secțiune transversală: 2 (3 grinzi centrale + 3 grinzi marginale);

— dala turnată pe loc a fost precomprimată transversal cu fascicule Freyssinet (12Ø8 mm) dispuse la 0,65 m;

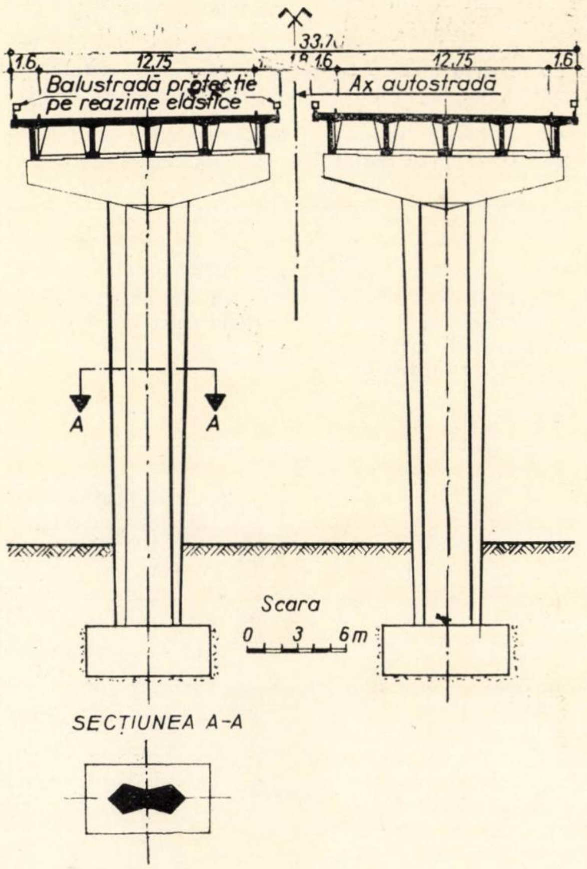


Fig. 8.

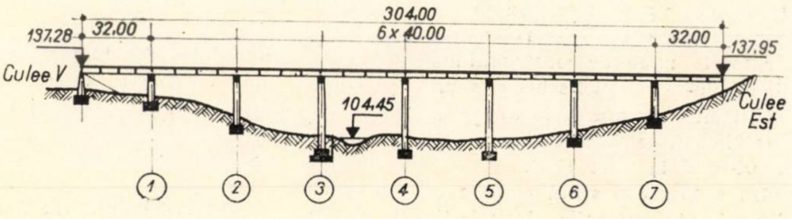


Fig. 9.

— grinzi prefabricate de beton precomprimat cu înălțime totală de 2,25 m, lățimea tălpii superioare 1,50 m, grosimea inimii 24 cm (la grinzile marginale) și 20 cm (la grinzile intermediare); greutate 85—104 t/grindă);

— consum total în tablier: 4750 m³ beton precomprimat, 85 t Ø 8 mm + + 163 t toroane Ø 12,7 mm oțel de înaltă rezistență; 86 t oțel moale (A37) și 255 t oțel profilat (A52) (fig. 8 și 9).

RECENZII

Radu Agent

SISTEME RETICULARE NEDETERMINATE

București, Editura tehnică, 1970,
982 pagini

Prin publicarea cărții de față, autorul se achită de o veche datorie față de cititorii din țara noastră, ca urmare a apariției doar a primului volum din „Metoda aproximațiilor succesive" (ESAC, 1955).

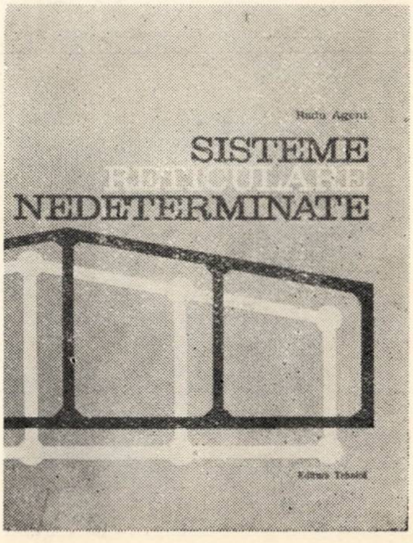
Trebuie să constatăm de la început, cu mare satisfacție, că lucrarea actuală nu se limitează să reediteze primul volum, tipărit, și să-l completeze cu al doilea volum, așteptat, ci reia procedeele iterative și le tratează pe un plan superior pentru diferite ramuri ale fizicii aplicate. În felul acesta, cartea capătă valențe superioare.

Intervalul mare de timp scurs de la apariția primei cărți, interval caracterizat în principal de răspîndirea largă a calculatoarelor electronice, și faptul că dezvoltarea principală o au totuși problemele de statica sistemelor de bare, ne prilejuiesc unele reflecții pe care le considerăm utile în fixarea cadrului acestei lucrări.

Generațiile vechi de ingineri, care aveau de calculat structuri din bare (de tip cadru) multiplu static nedeterminate, se limitau la evaluări aproximative acoperitoare, bazate pe simplificarea drastică a sistemului considerat.

Explicația consta în faptul că metoda generală a forțelor duce la scrierea unui sistem de ecuații algebrice liniare cu multe necunoscute. Teoria fiind bine pusă la punct, rezolvarea acestui sistem (obținerea rădăcinilor și apoi trasarea diagramelor M, T, N) era excesiv de laborioasă și necesita un volum de muncă disproporționat de mare. Un tratat, de mare valoare, care ilustrează această afirmație îl constituie acela al lui Kurt Beyer „Die Statik im Stahlbetonbau" (Statica construcțiilor de beton armat) a cărui primă ediție a apărut în 1933—34.

O nouă etapă importantă a constituit-o memoriul lui Hardy Cross (1932) care a deschis perioada metodelor iterative. În mod intuitiv sau riguros, aceste metode constau în rezolvarea sistemului



de ecuaţii prin aproximaţii succesive. Memoriul lui Cross a avut meritul că a uşurat introducerea în birourile de proiectare a unor metode de calcul exacte, relativ uşor abordabile de către proiectanţi.

Metoda deformaţiilor, introdusă de L. E. Grinter (1936) şi R. Guldan (1941), a adus o simplificare considerabilă în scrierea ecuaţiilor canonice şi rezolvarea lor iterativă, datorită numărului mai mic de necunoscute (rotiri de nod şi de bară) care intervin.

De atunci a apărut un număr enorm de memorii, studii şi teze de doctorat, reprezentînd în fond simple grupări de necunoscute şi variante adaptate cîte unui tip particular de structură.

Apariţia calculatoarelor electronice şi elaborarea programelor generale au făcut ca studiul sistemelor multiplu static nedeterminate să nu mai prezinte nici o dificultate din punctul de vedere al calculului numeric. Probleme dintre cele mai complexe pot fi rezolvate în cîteva minute. Cele două metode generale, metoda forţelor şi metoda deformaţiilor, revenite în actualitate la un nivel superior, răspund în modul cel mai complet oricărei probleme.

Este sugestiv să observăm, în acest sens, că tratatul lui K. Beyer menţionat anterior şi considerat depăşit în perioada metodelor iterative, a fost reeditat sub formă neschimbată în 1956 şi constituie din nou o lucrare de bază.

Din punctul de vedere al metodelor de calcul iterative, cartea lui Radu Agent prezintă mari merite prin modul sistematizat de expunere, prin demonstrarea matematică a diferitelor procedee, prin remarcabila operă de sinteză, extinderea aplicării lor la structuri din medii continue şi, în sfîrşit, prin claritatea redactării. În lumina consideraţiilor de mai sus, ea nu apare ca o lucrare tratînd metode depăşite, ci ca o sinteză de calitate superioară a unor metode care se aplică încă larg în birourile noastre de proiectare şi în facultăţi.

Un al doilea aspect remarcabil al cărţii îl constituie unitatea pe care o conferă unor probleme din domenii tehnice diferite, care însă se corespund sub aspect matematic. Rezultă în felul acesta anumite analogii şi corespondenţe care permit aplicarea unor metode de rezolvare, bine puse la punct într-o anumită disciplină, şi în alte discipline.

Analogia cuprinde structurile elastice formate din bare, reţelele electrice, reţelele de distribuţie a apei şi a gazelor, termoizolaţiile şi, în sfîrşit, reţelele de nivelment.

În afara sistemelor de bare sînt ,,reticularizate'' sistemele formate din plăci (plăci subţiri prismatice în teoria cu şi fără momente, plăci plane, planşee din fişii prefabricate, sisteme radial simetrice, paraboloidul de rotaţie, diafragme). Termoizolaţiile sînt tratate de manieră similară.

Un număr mare de exemple de calcul şi tabele conferă lucrării un caracter de largă aplicabilitate. Sîntem în prezenţa unei cărţi care depăşeşte nivelul unui curs de facultate, chiar dezvoltat, şi care se ridică la nivelul cerinţelor actuale de sintetizare a rezultatelor şi cunoştinţelor acumulate în domenii tehnice distincte.

Cartea este destinată studenţilor Institutului şi facultăţilor de construcţii, inginerilor din proiectare şi cercetare în construcţii civile şi industriale, precum şi celor din electricitate, alimentări cu apă şi gaze.

În încheiere, se cuvine să amintim şi de prezentarea grafică reuşită asigurată de Editura tehnică.

Dr. doc. şt. tehn. M. Soare

Ing. Liviu Dumitrescu

INSTALAŢII SANITARE PENTRU ANSAMBLURI DE CLĂDIRI

Bucureşti, Editura tehnică, 1970
448 pag., 190 fig.

În lucrare sînt prezentate distinct instalaţiile de apă rece şi caldă, rezervoarele de acumulare a apei, instalaţiile de ridicare a presiunii şi instalaţiile de canalizare. La fiecare dintre aceste instalaţii se dau elementele componente, schemele posibile, problemele de dimensionare şi cele de pozare sau de amplasare a principalelor elemente constructive, atît pentru interiorul ansamblurilor, cît şi pentru acela al clădirilor.

Tratarea problemelor are la bază cele mai recente date rezultate din consfătuiri din ţară, din străinătate şi pe linie de C.A.E.R., cum şi diferite studii personale ale autorului sau ale unor institute de proiectări.

Lucrarea se adresează inginerilor şi tehnicienilor din proiectarea şi executarea instalaţiilor sanitare pentru ansamblurile de clădiri, precum şi cadrelor didactice şi studenţilor din facultăţile de instalaţii ale institutelor de construcţii.

L. DUMITRESCU
Instalaţii sanitare pentru ansambluri de clădiri

Ing. Tudor Dinescu, ing. Andrei Şandru
ing. Constantin Rădulescu

COFRAJE GLISANTE

TEHNICĂ ŞI UTILIZĂRI

Bucureşti, Editura tehnică, 1970
Ediţia a II-a, 405 pag., cca 130 fig.

În Republica Socialistă România, metoda cofrajelor glisante a căpătat o largă aplicare, mai ales după ce în anul 1960 a fost mecanizată ridicarea cofrajului glisant prin introducerea instalaţiilor moderne, electrohidraulice; în aceste condiţii, metoda a dus la reducerea costului şi a duratei de execuţie şi la economii importante de manoperă şi materiale, permiţînd constructorilor să rezolve într-un termen mai scurt numeroasele sarcini ce le revin în cadrul dezvoltării impetuoase a economiei şi oraşelor. Pe lîngă executarea construcţiilor industriale, un cîmp larg de aplicaţii a fost deschis prin adaptarea metodei la executarea construcţiilor de locuinţe, ceea ce a permis, în ţara noastră, realizarea într-un timp scurt a unui număr foarte mare de construcţii înalte, eliminîndu-se complet schelele, suprafaţa construită crescînd de la 37 000 m^2 executaţi în cofraje glisante în anul 1960, la 520 000 m^2 în anul 1964.

Pentru a face cunoscută metoda cofrajelor glisante, cu noile ei perfecţionări, în anul 1963, Editura tehnică a publicat prima ediţie a lucrării ,,Executarea construcţiilor cu cofraje glisante'' care avea un volum mult mai redus şi s-a epuizat în scurt timp; ea a pus la dispoziţia inginerilor şi tehnicienilor din proiectare şi execuţie cunoştinţele necesare utilizării metodei cofrajelor glisante la diferite tipuri de construcţii, contribuind astfel la popularizarea metodei şi la lărgirea cîmpului ei de aplicaţie în România.

COFRAJE GLISANTE
TEHNICĂ ŞI UTILIZĂRI
EDITURA TEHNICĂ

În cursul anului 1965, lucrarea a fost tradusă în limba ungară şi în limba bulgară, apărînd respectiv în anii 1966 şi 1967.

În anul 1968, lucrarea a fost tradusă în limba franceză în editura Eyrolles, Paris.

Cartea se adresează inginerilor şi tehnicienilor din proiectare şi execuţie şi cuprinde indicaţii complete atît asupra lucrărilor executate şi modului lor de execuţie, asupra tipurilor de cofraje glisante şi asupra utilajelor, cît şi asupra condiţiilor de calitate, incidentelor şi defecţiunilor posibile şi modului lor de remediere şi de evitare, constituind astfel un îndreptar util atît în proiectare, cît, mai ales, în execuţie.

E 1688

SUMAR GENERAL PE ANUL 1970

CALCULUL, TEORIA ŞI ÎNCERCAREA CONSTRUCŢIILOR

Agent R. Considerarea conlucrării spaţiale în calculul sarcinii critice de flambaj a stîlpilor de hale industriale cu poduri rulante. Conlucrarea în plan, nr. 3 p. 118.

Agent R. Considerarea conlucrării spaţiale în calculul sarcinii critice de flambaj a stîlpilor de hale industriale cu poduri rulante. Conlucrarea spaţială, nr. 5 p. 256.

Appeltauer I., Băluţ N., Dăneţiu Gh., Gioncu V. Unele aspecte privind verificarea stabilităţii barelor cu pereţi subţiri formate la rece, solicitate la compresiune centrică, nr. 11 p. 586.

Bota V. : Calculul grinzilor compuse oţel-beton în domeniul plastic nr. 1 p. 21.

Dabija E. F. : Aspecte din proiectarea antiseismică a clădirilor înalte din Japonia, nr. 3 p. 134.

Dabija E. F. : Aspecte actuale privind comportarea inelastică a structurilor supuse acţiunii seismice, nr. 5 p. 247.

Dumitrescu D., Popescu St., Ţopa M. : Structură industrială multietajată executată în cofraj glisant, nr. 1 p. 1.

Dumitrescu Ida : Aprecierea calităţii betonului pe baza datelor măsurătorilor nedistructive pe betonul tînăr, nr. 9 p. 483.

Ieremia M. : Studiul stării de tensiune în nodurile curbe ale cadrelor metalice industriale, nr. 6 p. 295.

Keintzel E. : Un calcul spaţial simplificat al construcţiilor multietajate simetrice, nr. 3 p. 130.

Keintzel E. : Considerarea rotirii fundaţiilor la calculul prin distorsiuni al cadrelor etajate, nr. 11, p. 609.

Leonte C., Mihul A., Dascălu M. : Structuri cu mai multe niveluri din cadre alcătuite din elemente prefabricate din beton armat, nr. 9 p. 455.

Oneţ T. : Cercetări privind săgeata elementelor încovoiate din beton uşor armat sub încărcări de scurtă durată, nr. 9 p. 467.

Soare V. Mircea : Contribuţii la studiul reţelelor spaţiale planar pătrate diagonale, nr. 8 p. 423.

Şesan A., d'Albon G., Ciongradi I., Strat L. : Modelarea comportării construcţiilor la acţiuni seismice folosind un nou tip de platformă vibrantă, nr. 4 p. 169.

Ştefănescu-Goangă A. : Echivalarea indicaţiilor date de sclerometrele cu amprentă cu cele ale sclerometrului Schmidt, nr. 7 p. 350.

Ţopa N. : Calculul diafragmelor cu încastrări elastice avînd un singur şir de goluri nr. 2, p. 76.

Ziaeddin I. : Compresiunea excentrică oblică. Coeficienţi de calcul pentru dimensionarea secţiunilor dreptunghiulare de beton armat, nr. 7 p. 361.

CONSTRUCŢII SOCIAL-CULTURALE, DE LOCUINŢE, INDUSTRIALE, SPECIALE ŞI AGROZOOTEHNICE

Bănuleasa Gh., Pavel A. : Defecte şi defectoscopia gamma la fundaţiile rezervoarelor sferice şi de mare capacitate pentru gaze petroliere lichefiate, nr. 9, p. 474.

Calmanovici Gad : Construcţii de locuinţe din panouri mari în Danemarca, nr. 7 p. 392.

Călin L., Belcea N. : Sisteme constructive la clădirile zootehnice, nr. 6 p. 281.

Călinescu D. : Fabrica de produse cosmetice „Flacăra" Cluj, nr. 8, p. 418.

Dalban C. : Grinzile metalice ale căilor de rulare pentru poduri rulante cu regim de lucru greu, nr. 1, p.

Dumitrescu D., Popescu St., Ţopa M. Structură industrială multietajată executată în cofraj glisant, nr. 1 p. 1.

Dumitrescu D., Popescu St., Anastasiu I. : Turn de extracţie cu structură mixtă din beton şi metal la Paroşeni, nr. 12 p. 631

Elmroth A. : Aspecte actuale privind construcţiile de locuinţe individuale în Suedia nr. 6 p. 322.

Giurgiu I. : Pereţi glisanţi de beton cu zgură expandată nr. 2 p. 57.

Iacob C., Viespescu V., Mihalache M. : Depozite închise parter pentru comerţ cu structuri integral prefabricate tipizate, nr. 8, p. 413.

Leonte C., Mihul A., Dascălu M. : Structuri cu mai multe niveluri din cadre alcătuite din elemente prefabricate din beton armat, nr. 9, p. 455.

Manolache M. : Centrul de televiziune Bucureşti, nr. 8, p. 397.

Naicu I. : Stîlpi flexibili pentru susţineri de conducte, nr. 3, p. 113.

Neicu M., Florian V. : Hotelul „Intercontinental" din Bucureşti. Probleme privind proiectarea structurii de rezistenţă, nr. 8, p. 405.

Ticuţă V. : Planşee din elemente prefabricate peste celulele silozurilor executate prin glisare, nr. 5 p. 236.

BETON, BETON ARMAT ŞI BETON PRECOMPRIMAT

Beiu E., Popa P. : Texturi speciale ale betonului aparent, nr. 7, p. 353.

Beiu E., Popa P. : Betoane aparente cu parament brut de calitate superioară. Contribuţia compactării prin vibrare, nr. 12, p. 644

Boghian A. :	Procedeu combinat de tratare electrotermică a betonului, înainte și după turnare, nr. 3, p. 148.
Chițu D. :	Considerații asupra vibrării repetate a betoanelor turnate în cofraje glisante, nr. 6 p. 289.
Dabija E. F. :	Considerații cu privire la efectele cutremurului Tokachi — Oki, (Japonia) asupra structurilor de beton armat, nr. 1 p. 51.
Dumitrescu Ida :	Aprecierea calității betonului pe baza datelor măsurătorilor nedistructive pe betonul tînăr, nr. 9, p. 483.
Giurgiu I. :	Elemente prefabricate din beton slab armat la captări verticale de ape subterane, nr. 7 p. 339.
Leonte C., Mihul A., Dascălu M. :	Structuri cu mai multe niveluri din cadre alcătuite din elemente prefabricate din beton armat, nr. 9 p. 455.
Popăescu A., Lõbel L., Tannenbaum M. :	Probleme ale calculului la fisurare al elementelor din beton precomprimat, nr. 6 p. 308.
Soare M., Manari D. :	Elemente de construcție din armociment, nr. 10, p. 523.
Tertea I., Oneț T. :	Influența contracției și a curgerii lente asupra săgeții grinzilor de beton ușor armat, nr. 1 p. 14.

ECANIZAREA CONSTRUCȚIILOR

Bărdescu I. :	Tehnica vibrării la mecanizarea lucrărilor de construcții, nr. 2 p. 91.
Bărdescu I. :	Vibrogeneratoare mecanice folosite în construcția utilajelor vibratoare pentru compactarea pămînturilor, nr. 4 p. 193.
Bucur I. :	Considerații privind alegerea rațională a macaralelor utilizate la montajul construcțiilor industriale, nr. 4 p. 201.
Butculescu M. :	Șasiul articulat la utilajele de construcție, nr. 7 p. 343.
Mihăilescu St., Pătruț P. :	Studiul reglării procesului de săpare la excavatoarele cu o singură cupă cu acționare hidrostatică, nr. 10 p. 541.

FINISAJE, IZOLĂRI ȘI PROTECȚIE ANTICOROSIVĂ

Angelescu M., Ceapă E. :	Structuri de pardoseli pentru clădiri de locuințe cu confort diferențiat, nr. 2 p. 100.
Angelescu M., Gheorghiu Fl. :	Unele posibilități de industrializare a finisării pereților la clădiri de locuit și social-culturale, nr. 9, p. 503.
Beiu E., Popa P. :	Texturi speciale ale betonului aparent, nr. 7 p. 353.
Beiu E., Popa P. :	Betoane aparente cu parament brut de calitate superioară. Contribuția compactării prin vibrare, nr. 12 p. 644
Ghircoiaș T. :	Aplicarea protecției catodice la armătura rezervoarelor de beton precomprimat pentru alimentarea cu apă de la Săvinești, nr. 5 p. 242.
Popa B., Vintilă Cța. :	Comportarea la transmiterea căldurii a unor tipuri constructive de pereți utilizați la construcțiile de locuințe, nr. 10 p. 517.
Sitaru J. :	Diminuarea zgomotelor în instalații nr. 12 p. 660

INSTALAȚII

Bogos T. C. :	Rețele termice îngropate direct în sol, nr. 2 p. 85.
Cruceanu S. :	Bazele de calcul pentru modelarea termică și hidrodinamică aproximativă a ventilării și încălzirii cu aer cald, nr. 12, p. 654
Deleanu D. :	Instalații de ventilație și încălzire la parcajul subteran din Piața N. Bălcescu — București, nr. 11, p. 595
Hanutz Gh. :	Utilizarea umezirii aerului în încăperile industriale, nr. 8 p. 441.
Iliescu R. :	Instalații termice și de climatizare la centrul de televiziune din București, nr. 11 p. 601
Ilina M. :	Unele soluții de instalații de încălzire și ventilare la construcții civile și industriale în Uniunea Sovietică, nr. 7 p. 371.
Sitaru J.:	Diminuarea zgomotelor în instalații, nr. 12 p. 660
Vintilă St., Constantinescu Dan :	Dimensionarea optimă a stației centrale de preparare a apei calde menajere în două trepte, nr. 10, p. 557.

GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII

Bally R. J. :	Considerații cu privire la prognoza tasării masivelor de loess umezite, nr. 3, p. 153.
Bally R. J. :	Date noi cu privire la silicatizarea loessurilor, nr. 10, p. 533.
Mihul A., Enescu St., Stanciu V. :	Fundații din piloți scurți de beton armat în formă de șurub, nr. 4 p. 185.
Păunescu M., Mateescu Grațiela :	Comportarea piloților introduși în pămînt cu ajutorul utilajelor vibratoare, nr. 11 p. 573

TEHNOLOGIA MATERIALELOR DE CONSTRUCȚIE

Badea M. :	Procedeu de flotație pentru prepararea nisipurilor cuarțoase, nr. 1 p. 37.
Bilcescu C., Moga M. :	Studii privind dependența curbei de stingere a varului funcție de temperatura și durata coacerii, nr. 7 p. 387.
Cordoveanu G. :	Instalația de uscare rapidă pentru țigle Univelox, nr. 7 p. 382.
Dimitrescu C., Tandreu A., Bilcescu C. :	Studii privind determinarea aptitudinii la măcinare a materialelor cu aparate de laborator, nr. 4, p. 209.
Dinescu R., Cerchez M., Giușcă R., Enea R.:	Analiza fazală cantitativă a unor mase ceramice alumino-silicatice fabricate în țară, nr. 3 p. 160.
Munteanu Gr. :	Precizări cu privire la betoanele din zgură expandată produsă de Combinatul siderurgic — Hunedoara, nr. 9 p. 486.
Nestor M. :	Premise de calcul în dimensionarea cuptoarelor-vană pentru fabricarea geamurilor trase, nr. 1 p. 48.
Pană Gh. S:	Unele considerații teoretice privind îmbunătățirea parametrilor funcționali ai mașinilor de sortat, nr. 2, p. 106.
Stănescu A. :	Reducerea consumului specific de combustibil la cuptoarele de geamuri, nr. 3, p. 163.

FOLOSIREA DE NOI MATERIALE DE CONSTRUCȚIE

Boghian V., Tanasachi L., Cornea R., Taran N., Jerghiuță V. :	Folosirea materialelor plastice armate cu fire de sticlă la elemente portante și structuri în construcții, nr. 6 p. 314.
Brescan R. :	Observații asupra comportării în exploatarea unor învelitori cu hidroizolație bituminoasă, nr. 2 p. 64.
Ștefănescu-Goangă A. :	Utilizarea experimentală a oțelului dublu (Bi-Stahl) la construirea unui siloz de cereale, nr. 3, p. 143.

ORGANIZAREA, ECONOMIA ȘI PLANIFICAREA CONSTRUCȚIILOR

Braester O. :	Indicatorul consum specific de metal în reducerea efectivă a consumului de metal în proiectarea lucrărilor de construcții-montaj, nr. 4 p. 174.
Liess G. :	Unele considerații privind problema reducerii consumului de lemn la lucrările edilitare, nr. 10, p. 551.

Manolache M. :	Cu privire la organizarea sistemului informațional în construcții, nr. 5, p. 269.
Manolache M. :	Unele considerații privind elaborarea programelor de lucru în construcții nr. 11 p. 578
Liess Gh., Ghederim Al. :	Aspecte tehnico-economice legate de realizarea canalelor de termoficare din București, nr. 12 p. 640

STUDII ŞI CERCETĂRI

Andrieş Silvia, Stănescu A. :	Întărirea mortarelor cu și fără aditivi în condiții de temperaturi scăzute, nr. 11 p. 611
Bilcescu C., Moga M. :	Studii privind dependența curbei de stingere a varului funcție de temperatura și durata coacerii, nr. 7, p. 387.
Boghian Ariadna :	Procedeu combinat de tratare electrotermică a betonului înainte și după turnare, nr. 3 p. 148.
Brescan R., Halipa N. :	Soluții noi de învelitori ușoare pentru hale industriale și construcții agrozootehnice, nr. 5 p. 225.
Dimitrescu C., Tandreu A., Bilcescu C. :	Studii privind determinarea aptitudinii la măcinare a materialelor cu aparate de laborator, nr. 4, p. 209.
Dimitriu-Vîlcea E. :	Verificarea la condensul vaporilor pe fața interioară a pereților exteriori neomogeni cu punți termice la clădiri de locuit, nr. 4, p. 178.
Dumitrescu Ida :	Aprecierea calității betonului pe baza datelor măsurătorilor nedistructive pe betonul tînăr, nr. 9 p. 483.
Enculescu Maria, Marton E. :	Unele rezultate ale cercetărilor privind lianții folosiți la prepararea betoanelor pentru centralele atomo-electrice, nr. 9, p. 494.
Mihail N., Teodorescu M. :	Examinarea paralelă a unor metode de apreciere a consistenței mortarelor, nr. 1, p. 31.
Mihail N. :	Contribuții la problema stabilirii compoziției optime a cimenturilor pentru betoanele ce se supun tratamentelor termice fără presiuni, nr. 4 p. 214.
Oneţ T. :	Cercetări privind săgeata elementelor încovoiate din beton ușor armat sub încărcări de scurtă durată, nr. 9 p. 467.
Soare V. Mircea :	Contribuții la studiul rețelelor spațiale planar pătrate diagonale, nr. 8 p. 423.
Popăescu A., Lőbel L., Tannenbaum M. :	Probleme ale calculului la fisurare al elementelor din beton precomprimat, nr. 6, p. 308.
Ştefănescu-Goangă A. :	Echivalarea indicațiilor date de sclerometrele cu amprentă cu cele ale sclerometrului Schmidt, nr. 7 p. 350.

DIVERSE

Negru Radu :	Unii indicatori sintetici comparativi privind dezvoltarea lucrărilor de investiții și de construcții-montaj în țările membre ale C.A.E.R., nr. 8 p. 443.
Pană Gh., S. Ivan D. D.:	În legătură cu folosirea reductoarelor nesusținute în construcția mașinilor din industria materialelor de construcție. nr. 12 p. 674
Vlăduţ Al. :	Producția de ciment pe plan mondial și în țara noastră, nr. 1 p. 43.

CRONICĂ

x x x	Manifestări tehnico-științifice cu participarea internațională nr. 3 p. 166.
x x x	Probleme ale industrializării și prefabricării construcțiilor de locuit și social-culturale, nr. 3 p. 166.
Anghel Gh. :	Editura tehnică la aniversarea a 20 de ani de activitate nr. 4 p. 221.
Rădulescu A. :	Simpozionul Europrefab privind ,,Metode industriale de producție a elementelor prefabricate'', nr. 6 p. 276.
x x x	Expoziția cehoslovacă, nr. 8 p. 450.
Ungureanu I., Lőbel L. :	Progresul plăcilor subțiri în ultimii 10 ani și dezvoltarea lor viitoare, nr. 10 p. 565.
x x x	A doua Conferință de construcții hidroedilitare, nr. 10 p. 566.
Lupan M.:	Al VI-lea Congres al Federației Internaționale de Precomprimare nr. 11 p. 619.

RECENZII

Mosha F., Rubinstein :	Analiza matricială a structurilor cu ajutorul calculatoarelor electronice, nr. 2 p. 110.
Ramaswamy S. G. :	Proiectarea și construcția acoperișurilor din plăci curbe subțiri de beton, nr. 3, p. 168.
Bares R. :	Tabele pentru calculul plăcilor plane și al grinzilor-pereți, nr. 3, p. 168.
INCERC :	,,Studii și cercetări'' nr. 1/1969, nr. 4 p. 222.
INCERC :	,,Studii și cercetări'' nr. 3/1969, nr. 4 p. 222.
x x x	Comunicări la simpozionul asupra structurilor în formă de turn, din oțel și beton armat, nr. 4, p. 222.
Riko Rosman :	Statica și dinamica diafragmelor pentru construcții. Diafragme pline, de cadre etajate și diafragme cu goluri. Influența sarcinilor orizontale și verticale, precum și a variațiilor de temperatură. Vibrații proprii fundamentale. Sarcini seismice. Tabele și diagrame nr. 4 p. 222.
Bowles E. J. :	Studiul și proiectarea fundațiilor, nr. 4, p. 223.
Caquot A. şi Kerisel K. :	Tratat de mecanica pămînturilor, nr. 5, p. 279.
Teodoreanu I., Enulescu M., Marton E. :	Cimenturi albe și colorate, nr. 6 p. 337.
Moraru D., Dimitriu-Vîlcea E. :	Umezeala în construcții și combaterea ei, nr. 7, p. 352.
Keintzel E. :	Metode simplificate pentru calculul construcțiilor multietajate, nr. 8 p. 447.
x x x	Plăci curbe subțiri de deschidere mare, nr. 8, p. 447.
Quido Zaruba, Vojtech Mencl :	Alunecări de teren și controlul lor, nr. 8, p. 448.
Brodka Jan, Klobukowski J. :	Construcții metalice pretensionate, nr. 8, p. 448.
Nowacki W. :	Dinamica sistemelor elastice, nr. 8, p. 449.
Marcovici B., Plugaru L., Polizu Gh. :	Azbocimentul în construcții, nr. 9 p. 516.
Kezdi A., Marko I. :	Construcții de pămînt. Stabilitatea și drenarea, nr. 9 p. 516.
Călin L., Muşatescu E., Ghercu T., Ghica I. :	Complexe agrozootehnice de tip industrial, nr. 11 p. 626
Ionescu V. :	Tehnologia de execuție a protecțiilor anticorosive, nr. 11. p. 627
Rűhle :	Structuri spațiale de acoperișuri, nr. 11, p. 625
Pfaffinger D., Thűrlimann B. :	Tabele pentru calculul planșeelor-ciuperci, nr. 11, p. 626
Agent R.:	Sisteme reticulare nedeterminate nr 12. p. 683
Dumitrescu L.:	Instalații sanitare pentru ansambluri de clădiri. nr. 12 p. 683
Dinescu T. ş-a.:	Cofraje glisante, Tehnică și utilizări, nr. 12 p. 684

DOCUMENTARE

Grătare vibratoare pentru sfărîmarea materialelor îngheţate nr. 1 p. 55.

Pod de beton precomprimat pe autostrada Lausanne-Geneva, nr. 2 p. 63.

Dezvoltarea staţiilor mobile de concasare, nr. 2, p. 110.

Pereţi de construcţii industriale din benzi metalice subţiri, nr. 2, p. 112.

Cărămizi cu două straturi pentru căptuşirea cuptoarelor rotative de clincher de mari dimensiuni din industria cimentului, nr. 3 p. 152.

Precomprimarea recipienţilor de presiune de la centrala nucleară de la Wylfa, nr. 4 p. 173.

Panouri de faţadă din beton colorat şi tratat cu acid, nr. 4 p. 200.

Panouri cu finisaje din mozaic şi friză din beton ,,sculptat", nr. 4 p. 213.

Încălzirea asigurată prin zugrăveală, nr. 4, p. 224.

Faţadă-cortină din material plastic armat, nr. 4, p. 224.

Agregate spălate pentru elemente de faţadă, nr. 5 p. 241.

Pod de beton precomprimat peste rîul Ter, nr. 5, p. 255.

Sistem rutier pe patru niveluri exectuat pe pile prefabricate, nr. 5, p. 268.

Protecţia elementelor de beton armat cu acoperiri din lacuri rezistente la fisurare, nr, 5. p. 280.

Elemente de acoperiş de mare deschidere din beton uşor precomprimat, nr. 6, p. 288.

Bazine de înot acoperite la Drancy, nr. 6, p. 293.

Realizări recente în domeniul construcţiilor de locuinţe din elemente spaţiale în URSS, nr. 6, p. 307.

Cofrajul glisant ,,Concretor Prometa", nr. 6, p. 321.

O uzină care nu poate trece neobservată, nr. 6, p. 331.

Piaţă acoperită la Argenteuil, nr. 6, p. 332.

Industrializarea construcţiilor. Procedeul Costamagna, nr. 6 p. 332.

Prăbuşirea parţială a unui bloc-turn din panouri mari în Anglia, nr. 6, p. 333.

Paramente de beton nervurate prefabricate pentru construcţiile industriale, nr. 7, p. 359.

Distanţieri pentru fixarea armăturii înainte şi în timpul betonării, nr. 7 p. 360.

Un nou utilaj pentru construcţii : masa vibrantă cu rezonanţă, nr. 8, p. 418.

O construcţie experimentală pentru studierea solicitărilor la vînt, nr. 8, p. 442.

Arce precomprimate pentru un siloz gigantic, nr. 8, p. 451.

Arhitectură insolită, nr. 8, p. 452.

Un coliseu prefabricat, nr. 8, p. 453.

O nouă instalaţie pentru încercarea macaralelor, nr. 8, p. 454.

Sistem de construcţie în totalitate din prefabricate pentru clădiri administrative, nr. 9, p. 466.

Elemente spaţiale prefabricate din metal pentru locuinţe, nr. 9, p. 485.

Prima fabrică de elemente prefabricate spaţiale din URSS nr. 9, p. 515.

Rolul statului în industrializarea construcţiilor, nr. 10, p. 539.

Grile de beton pentru faţade de 30 de etaje, nr. 10, p. 564

Turn pentru retransmiterea emisiunilor de televiziune în Tirol, nr. 10, p. 567.

Hale industriale de mare deschidere, nr. 10, p. 568.

Hale pentru comerţ en gros de flori la Viena, nr. 10, p. 569.

Pod peste Pram din beton uşor precomprimat, nr. 10, p. 570.

Grinzi precomprimate din beton uşor, nr. 10, p. 570.

O pasarelă în spirală pentru autostrada Viena—Villach la Viena, nr. 10, p. 571.

Balcoane originale, nr. 11, p. 600

Noi elemente de construcţie, nr. 11, p. 585

Indicator de nivel, nr. 11, p. 630

Manipularea panourilor prefabricate cu paloniere cu vid, nr. 11, p. 585

Centrul Vogelstang la Mennheim R.F.G., nr. 11, p. 629

Două accidente identice, nr. 11, p. 608

Stadion cu tribune acoperite într-un mod original, nr. 11, p. 628

Grup sanitar prefabricat de tip universal pentru construcţii de locuinţe, nr. 11, p. 630

Uzină modernă pentru fabricarea geamurilor, nr. 12 p. 639.

Producţia de panouri mari în URSS în perioada 1971—1975, nr. 12, p. 652

Realizări remarcabile din beton precomprimat: Belgia, nr. 12 p. 677.

INSTITUTUL DE CERCETĂRI ÎN CONSTRUCȚII ȘI ECONOMIA CONSTRUCȚIILOR

INCERC

Principala organizație de cercetări științifice în domeniul construcțiilor și singura cu caracter republican în acest domeniu, efectuează.

Cercetări complexe și de specialitate pentru întreaga ramură a industriei construcțiilor cuprinzînd următoarele domenii principale:

Beton, beton armat, beton precomprimat • Construcții metalice • Structuri de construcții industriale, civile și speciale • Teoria și calculul construcțiilor (inclusiv folosirea calculatoarelor electronice) • Încercări în construcții • Fundații • Elemente de închidere, protecție și finisaje • Folosirea materialelor din polimeri • Fizica construcțiilor • Izolări în construcții • Protecția contra coroziunii • Instalații pentru construcții (electrice, tehnico-sanitare, încălzire, ventilație și condiționare) • Tehnologia generală a construcțiilor și organizarea șantierelor • Mecanizarea lucrărilor de construcție • Asimilări de scule, dispozitive și utilaje de construcție • Economia construcțiilor • Cibernetica în construcții.

INCERC dispune de secții de specialitate și laboratoare la sediul central din București = Șos. Pantelimon nr. 266, precum și

- la Cluj — Calea Florești 117
- la Timișoara — Str. Traian Lalescu 2
- la Iași — Str. Karl Marx 38
- la Brașov — Aleea Minerva 8, bloc 36

Institutul este dotat cu aparatură, instalații, utilaje și standuri moderne la nivelul tehnicii mondiale.

INCERC POATE EXECUTA PENTRU ÎNTREPRINDERI DE STAT ȘI COOPERATISTE DIN ȚARĂ — PE BAZĂ DE COMENZI FERME ȘI CONTRACTE, IAR PENTRU BENEFICIARII DIN STRĂINĂTATE — PE BAZĂ DE CONTRACTE ÎNCHEIATE PRIN AGENȚIILE COMERCIALE ALE R.S.R. — LUCRĂRI ȘTIINȚIFICE CA: STUDII, CERCETĂRI, ASISTENȚĂ TEHNICĂ, EXPERTIZE DE LUCRĂRI DE CONSTRUCȚII CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

INCERC ORGANIZEAZĂ CURSURI DE PERFECȚIONARE PENTRU INGINERI ȘI TEHNICIENI DIN ÎNTREPRINDERI DE STAT ȘI COOPERATISTE ÎN VEDEREA ACTUALIZĂRII ȘI ÎMBOGĂȚIRII CUNOȘTINȚELOR PE SPECIALITĂȚI LEGATE DE NEVOILE PROIECTĂRII ȘI EXECUTĂRII CONSTRUCȚIILOR CIVILE ȘI INDUSTRIALE.

1971 MAR 11

Informații detaliate se pot obține la INCERC —București— Șos. Pantelimon nr. 266, telefon nr. 35.21.00